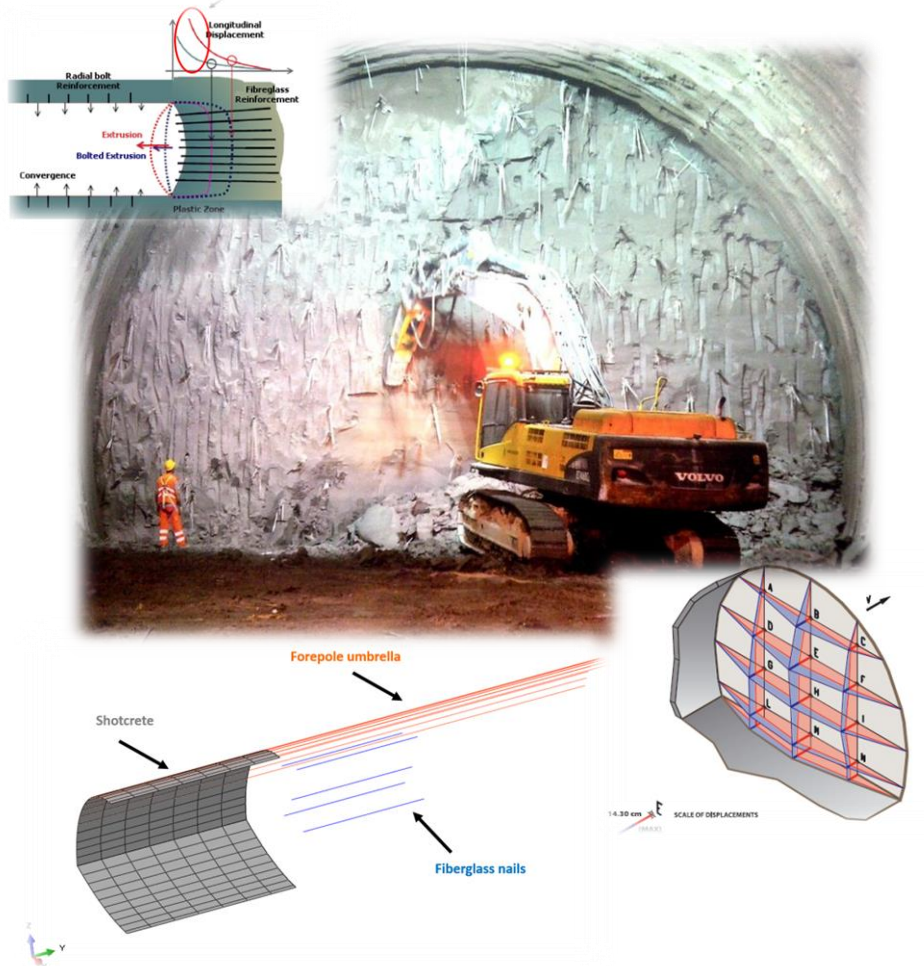




## Αριθμητική Διερεύνηση Του Βέλτιστου Τρόπου Εφαρμογής Μέτρων Ευστάθειας Μετώπου Σε Βαθιές Σήραγγες



### ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Γεωργίου Γεωργακόπουλου  
Διπλωματούχου Μεταλλειολόγου Μηχανικού

Οκτώβριος 2020

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ: Μιχαήλ Καββαδάς, Καθηγητής Ε.Μ.Π.



Copyright © Γεωργακόπουλος Γεώργιος , 2020

Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος. All rights reserved.

Απαγορεύεται η αντιγραφή, αποθήκευση και διανομή της παρούσας εργασίας, εξ ολοκλήρου ή τμήματος αυτής, για εμπορικό σκοπό. Επιτρέπεται η ανατύπωση, αποθήκευση και διανομή για σκοπό μη κερδοσκοπικό, εκπαιδευτικής ή ερευνητικής φύσης, υπό την προϋπόθεση να αναφέρεται η πηγή προέλευσης και να διατηρείται το παρόν μήνυμα. Ερωτήματα που αφορούν τη χρήση της εργασίας για κερδοσκοπικό σκοπό πρέπει να απευθύνονται προς τον συγγραφέα.

Οι απόψεις και τα συμπεράσματα που περιέχονται σε αυτό το έγγραφο εκφράζουν τον συγγραφέα και δεν πρέπει να ερμηνευθεί ότι αντιπροσωπεύουν τις επίσημες θέσεις του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου.





*Αφιερωμένο στις κόρες μου και στη γυναίκα μου*



## ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα διπλωματική εργασία παρουσιάζει στον αναγνώστη τις βασικές αρχές για τον σχεδιασμό μίας σήραγγας, ενώ επικεντρώνεται και καταπιάνεται με ένα βασικό πρόβλημα κατά την κατασκευή μίας σήραγγας, την ευστάθεια του μετώπου εκσκαφής, εστιάζοντας στις περιπτώσεις βαθιών σηράγγων.

Κατά τη διάνοιξη μίας σήραγγας σε γεωλογικούς σχηματισμούς με ασθενή μηχανικά χαρακτηριστικά πέρα από την εφαρμογή μέτρων υποστήριξης στις παρειές της σήραγγας, χρειάζεται να υποστηριχθεί και το μέτωπο της εκσκαφής. Οι συνηθέστεροι τρόποι υποστήριξης του μετώπου είναι είτε με τη χρήση αγκυρίων fiberglass, είτε με δοκούς προπορείας (forepoles) είτε με τον συνδυασμό και των δύο μεθόδων.

Σκοπός της εργασίας είναι να μελετηθεί η συνεισφορά των fiberglass στην ευστάθεια του μετώπου όταν χρησιμοποιούνται μόνα τους αλλά και σε συνδυασμό με forepoling , και να εντοπιστεί ποιο θα πρέπει να είναι το βέλτιστο μήκος αλληλοεπικάλυψης (overlap area) κατά την εφαρμογή τους, ώστε να συνεισφέρουν στο μέγιστο δυνατό.

Για την εκπόνηση της εργασίας χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό Simulia ABAQUS v.2018. Δημιουργήθηκε μοντέλο σήραγγας πεταλοειδούς διατομής και επιλύθηκε ένα πλήθος παραμετρικών αναλύσεων σε τρισδιάστατο περιβάλλον. Οι παράμετροι που διαφοροποιούνταν σε κάθε ανάλυση ήταν τα μηχανικά χαρακτηριστικά του εδάφους, το ύψος των υπερκειμένων, ο συντελεστής πλευρικών ωθήσεων, το πλήθος των αγκυρίων αλλά και ο συνδυασμός με τις δοκούς προπορείας. Η επιρροή των μέτρων υποστήριξης μετώπου εξετάστηκε βάσει της μεταβολής της μετρούμενης εξώθησης μετώπου  $\Omega_F$  σε συνάρτησης με κάποια παράμετρο εδάφους

Η εργασία ολοκληρώνεται με την συσχέτιση των αποτελεσμάτων με τον συντελεστή ασφαλείας  $\Lambda_{F_0}$  (Georgiou et al. 2020) και επιχειρείται να εξαχθούν σχέσεις οι οποίες θα έχουν άμεση εφαρμογή στο πεδίο και θα μπορούν να συνεισφέρουν στην προεκτίμηση της συμπεριφοράς του μετώπου.



## ***ABSTRACT***

The present thesis presents to the reader the basic principles for designing a tunnel, while focusing on and dealing with a key problem in the construction of a tunnel, the stability of the excavation face, focusing on the cases of deep tunnels

When driving a tunnel through geological formations with weak mechanical characteristics, apart from supporting the walls of the tunnel, tunnel face has to be supported as well. The most common methods to support the face is either with the application of fiberglass anchors, or the construction of a forepole umbrella, or with the combination of both.

The purpose of this thesis is to investigate the contribution of fiberglass to the stability of the tunnel face when used alone or in combination with forepoling, and then identify what should be the optimal overlap area during their application, in order to contribute to maximum possible.

In order to elaborate the thesis the software Simulia ABAQUS v.2018 was used. A model of a horseshoe-shaped tunnel was created and a number of parametric analyzes were solved in a three-dimensional environment. The parameters that differed in each analysis were the mechanical characteristics of the ground, the height of the overburden, the horizontal earth pressure coefficient, the number of nails applied and the combination with the forepole beams. The influence of face support measures was examined on the basis of the change in the measured frontal extrusion  $\Omega_F$  as a function of some ground parameter

The work is completed by correlating the results with the safety factor  $\Lambda_{F_0}$  (Georgiou et al. 2020) and attempts are made to extract equations that will be directly applicable in the field and will be able to contribute to the estimation of face behavior.



## Ευχαριστίες

Η διπλωματική εργασία αυτή αποτελεί τον επίλογο του ΔΠΜΣ «Σχεδιασμός και κατασκευή υπογείων έργων». Στο μεταπτυχιακό είχα την τύχη να συνεργαστώ με πολλούς αξιόλογους επιστήμονες στον κλάδο της σηραγγοποιίας. Ιδιαίτερα όμως θα ήθελα να ευχαριστήσω για την ολοκλήρωση αυτής της εργασίας:

- Τον καθηγητή της σχολής Πολιτικών Μηχανικών, κύριο Καββαδά Μιχαήλ για την εμπιστοσύνη του και την ανάθεση του θέματος της εργασίας.
- Τον κ. Γεωργίου Δημήτρη για την αμέριστη βοήθειά, την καθοδήγηση, τον χρόνο που διέθεσε ώστε να ολοκληρωθεί αυτή η εργασία και την άψογη συνεργασία που είχαμε παρόλο που ήταν εξ αποστάσεως.
- Την κ. Διακουμή Ευσταθία για την πολύ καλή συνεργασία που είχαμε κατά την διάρκεια του μεταπτυχιακού και της εργασίας.
- Τους κυρίους Καλό Αλέξανδρο και Χόρτη Φίλιππο μέλη της ομάδας του κ. Καββαδά.





## ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

<b>Κεφάλαιο 1: Εισαγωγή</b> .....	17
<b>Κεφάλαιο 2: Γενικά περί σηράγγων</b> .....	19
2.1 Ιστορικά .....	19
2.2 Τι είναι σήραγγα .....	21
<b>Κεφάλαιο 3: Σχεδιασμός και Μέθοδοι διάνοιξης Σηράγγων</b> .....	27
3.1 Κριτήρια αστοχίας .....	27
3.1.1 Mohr – Coulomb Failure Criterion .....	27
3.1.2 Generalized Hoek – Brown Criterion .....	28
3.2 Συστήματα ταξινόμησης βραχώμαζας .....	33
3.2.1 Το σύστημα RMR .....	34
3.2.2 Το σύστημα Q (NGI) .....	37
3.2.3 Το σύστημα GSI .....	42
3.3 Μέθοδοι διάνοιξης .....	45
3.3.1 Μηχανοποιημένη μέθοδος διάνοιξης .....	45
3.3.2 Συμβατική Μέθοδος διάνοιξης .....	47
<b>Κεφάλαιο 4: Ευστάθεια Μετώπου Σηράγγων</b> .....	51
4.1 Τρόποι αστοχίας .....	51
4.2 Τρόποι αντιμετώπισης .....	53
4.3 Υποστήριξη του μετώπου εκσκαφής σηράγγων .....	54
4.3.1 Προϋποστήριξη μετώπου εκσκαφής με δοκούς προπορείας .....	54
4.3.2 Προϋποστήριξη μετώπου εκσκαφής με αγκύρια μετώπου fiberglass .....	60
4.4 Προηγούμενες έρευνες .....	64
4.4.1 Vermeer .....	64
4.4.2 Peila .....	66
4.4.3 Kovari & Anagnostou .....	69
4.5 Συντελεστής ασφαλείας κατά Δ. Γεωργίου (2020) (υπό δημοσίευση) .....	71
<b>Κεφάλαιο 5 : Αριθμητική Διερεύνηση Της Ευσταθείας Του Μετώπου</b> .....	75
5.1 Σκοπός αριθμητικών αναλύσεων .....	75
5.2 Προσομοίωμα αριθμητικής ανάλυσης .....	75
5.3 Προσομοίωση γεωυλικού .....	77
5.4 Προσομοίωση μέτρων προσωρινής υποστήριξης .....	79
5.5 Διακριτοποίηση (Mesh) .....	84
5.6 Στάδια προσομοίωσης .....	84
5.7 Συνοριακές συνθήκες .....	85

5.8 Λήψη αποτελεσμάτων .....	86
<b>Κεφάλαιο 6 : Αποτελέσματα αναλύσεων για ανυποστήρικτο μέτωπο .....</b>	<b>91</b>
6.1 Μετρούμενη Εξώθηση εκσκαφής .....	91
6.2 Μετακινήσεις στην στέψη της σήραγγας και απώλεια εδαφικού όγκου .....	95
6.3 Ανάπτυξη πλαστικής ζώνης έμπροσθεν του μετώπου εκσκαφής .....	98
<b>Κεφάλαιο 7 : Αποτελέσματα αναλύσεων για μέτωπο υποστηριγμένο με αγκύρια fiberglass ..</b>	<b>101</b>
7.1 Μετρούμενη Εξώθηση εκσκαφής .....	101
7.2 Εύρεση βέλτιστου μήκους αγκυρίων μετώπου εκσκαφής fiberglass .....	108
7.4 Φόρτιση των αγκυρίων του μετώπου εκσκαφής .....	110
7.5 Ανάπτυξη πλαστικής ζώνης έμπροσθεν του μετώπου εκσκαφής .....	112
<b>Κεφάλαιο 8: Αποτελέσματα αναλύσεων για μέτωπο υποστηριγμένο με αγκύρια fiberglass και δοκούς προπορείας forepoling .....</b>	<b>115</b>
8.1 Μετρούμενη Εξώθηση εκσκαφής .....	115
8.2 Εύρεση βέλτιστου μήκους αγκυρίων μετώπου εκσκαφής fiberglass .....	118
8.3 Ανάπτυξη πλαστικής ζώνης έμπροσθεν του μετώπου εκσκαφής .....	119
<b>Κεφάλαιο 9: Συμπεράσματα και Προτάσεις για περαιτέρω έρευνα .....</b>	<b>123</b>
9.1 Συμπεράσματα .....	123
9.2 Προτάσεις για περαιτέρω έρευνα .....	132
<b>Βιβλιογραφία .....</b>	<b>133</b>

## ΕΥΡΕΤΗΡΙΟ ΕΙΚΟΝΩΝ

<b>Εικόνα 1</b> : Υπόγειο δίκτυο στοών υδροδότησης στο Ιράν (Qanat).....	19
<b>Εικόνα 2</b> : Ευπαλίνειο Όρυγμα .....	20
<b>Εικόνα 3</b> : Το «φαινόμενο της αψίδας» (arch effect) .....	22
<b>Εικόνα 4</b> : Γραφική αναπαράσταση του κριτηρίου Mohr-Coulomb.....	28
<b>Εικόνα 6</b> : Η περιβάλλουσα αστοχίας Hoek-Brown.....	30
<b>Εικόνα 5</b> : Η επιρροή του λόγου μέγεθος του block ως προς μέγεθος της εκσκαφής (E.Hoek, E.T.Brown – 2018) .....	30
<b>Εικόνα 7</b> : Ο πίνακας με τις τιμές του $m_i$ .....	31
<b>Εικόνα 8</b> : Ο βαθμός διατάραξης του πετρώματος D .....	32
<b>Εικόνα 9</b> : Τρόπος υπολογισμού του RQD .....	34
<b>Εικόνα 10</b> : Πίνακας Βαθμονόμησης RMR .....	35
<b>Εικόνα 11</b> : Επιρροή του προσανατολισμού των ασυνεχειών στην βαθμονόμηση του RMR.....	36
<b>Εικόνα 12</b> : Προτεινόμενη μεθοδολογία, βήμα εκσκαφής και μέτρα υποστήριξης ανάλογα βαθμολογίας RMR .....	36
<b>Εικόνα 13</b> : Κατηγορίες βαθμονόμησης κατά το σύστημα Q ( $\alpha$ ) .....	38
<b>Εικόνα 14</b> : Κατηγορίες βαθμονόμησης κατά το σύστημα Q ( $\beta$ ) .....	39
<b>Εικόνα 15</b> : Κατηγορίες βαθμονόμησης κατά το σύστημα Q ( $\gamma$ ).....	40

<b>Εικόνα 16</b> : Επιρροή του δείκτη ESR, ανάλογα με την σημαντικότητα του έργου.....	41
<b>Εικόνα 17</b> Προτεινόμενα μέτρα υποστήριξης κατά το σύστημα Q.....	41
<b>Εικόνα 18</b> : Πίνακας και οδηγίες ταξινόμησης της βραχώμαζας με τον δείκτη GSI .....	43
<b>Εικόνα 19</b> : Το διάγραμμα του ποσοστού σύγκλισης ως προς τον λόγο $\sigma_{cm}/P_0$ και τα ανάλογα με τις συγκλίσεις, μέτρα υποστήριξης.....	44
<b>Εικόνα 20</b> : Hard Rock TBM (Πηγή:Herrenknecht ) .....	46
<b>Εικόνα 21</b> : EPB TBM (Πηγή:Herrenknecht) .....	46
<b>Εικόνα 22</b> : Slurry TBM (Πηγή:Herrenknecht) .....	46
<b>Εικόνα 23</b> : Δεξιά το EPB TBM Millicent που έσκαψε κάτω από τον Τάμεση τμήμα του κεντρικού αγωγού λημμάτων και πάνω μία από τις βάρδιες που συνέβαλε σε αυτό το ταξίδι. (Πηγή: Γ. Γεωργακόπουλος) .....	47
<b>Εικόνα 24</b> : καμπύλες σύγκλισης-αποτόνωσης για διάφορους τύπους συμπεριφοράς τάσεων-παραμορφώσεων της βραχώμαζας.....	48
<b>Εικόνα 25</b> : Στάδια παραμόρφωσης του πυρήνα προώθησης κατά ADECO-RS. (Lunardi, 2008) ....	49
<b>Εικόνα 26</b> : Tunnel Behavior Chart (Marinos, 2012).....	50
<b>Εικόνα 27</b> : Μεταβολή του τασικού πεδίου κατά την εκσκαφή της σήραγγας έως την αστοχία. ...	51
<b>Εικόνα 28</b> : Παραμορφώσεις του πυρήνα προώθησης ανάλογα την συμπεριφορά του εδάφους. 52	
<b>Εικόνα 29</b> : Μηχανισμός λειτουργίας ομπρέλας δοκών προπορείας. ....	54
<b>Εικόνα 30</b> : Πρώτη εφαρμογή δοκών προπορείας με κορμούς δένδρων (Πηγή: Britannica). ....	55
<b>Εικόνα 31</b> : Διάταξη ομπρέλας δοκών προπορείας (Πηγή: Hoek 2004). ....	55
<b>Εικόνα 32</b> : Εφαρμογή ομπρέλας δοκών προπορείας στην σιδηροδρομική σήραγγα Παναγοπούλας.....	56
<b>Εικόνα 33</b> : Εφαρμογή ομπρέλας δοκών προπορείας σε υπόγειο έργο της Αττικό Μετρό .....	57
<b>Εικόνα 34</b> : Κρίσιμη γωνία αστοχίας μετώπου εκσκαφής (Πηγή: Καββαδάς Μ.).....	58
<b>Εικόνα 35</b> : Εφαρμογή της μεθόδου Rankine για την εύρεση του μήκους αλληλοεπικάλυψης δοκών προπορείας (Πηγή: Marinos V.).....	58
<b>Εικόνα 36</b> : Εφαρμογή της μεθόδου Kovari – Anagnostou για την εύρεση του μήκους αλληλοεπικάλυψης δοκών προπορείας (Πηγή: Καββαδάς Μ.).....	59
<b>Εικόνα 37</b> : Διαδικασία κατασκευής ομπρέλας δοκών προπορείας (Πηγή: Γεωργίου Δ.).....	60
<b>Εικόνα 38</b> : Μηχανισμός λειτουργίας αγκυρίων μετώπου fiberglass .....	60
<b>Εικόνα 39</b> : Υποστήριξη μετώπου εκσκαφής με αγκύρια fiberglass στην οδική σήραγγα Όθρυος (Πηγή: Γραφείο Μάλλιου Α.Ε.).....	61
<b>Εικόνα 40</b> : Μέτωπο εκσκαφής υποστηριγμένο με αγκύρια fiberglass (Πηγή: Γεωργίου Δ.).....	62
<b>Εικόνα 41</b> : Αγκύρια fiberglass ορθογωνικής διατομής με κεντραδύρο (Πηγή: Γεωργίου Δ.).....	63
<b>Εικόνα 42</b> : Μέτωπο εκσκαφής με συνδυασμό υποστήριξης από αγκύρια μετώπου fiberglass και δοκούς προπορείας (Πηγή: Γεωργίου Δ.).....	63
<b>Εικόνα 43</b> : Διάγραμμα πίεσης υποστήριξης - εξώθησης μετώπου .....	64
<b>Εικόνα 44</b> : Σύγκριση αποτελεσμάτων διαφορετικών ερευνών .....	65
<b>Εικόνα 45</b> : Επιρροή πίεσης υποστήριξης λόγω εξωτερικής φόρτισης .....	65
<b>Εικόνα 46</b> : Συγκριτικά αποτελέσματα της προσέγγισης του Vermeer σε σχέση με άλλες μεθόδους .....	66
<b>Εικόνα 47</b> : Τυπική διατομή άμεσης υποστήριξης .....	67
<b>Εικόνα 48</b> : Γεωμετρία μοντέλου Peila .....	67
<b>Εικόνα 49</b> : Προσομοίωμα της σφήνας αστοχίας μετώπου κατά τη μέθοδο Kovari & Anagnostou 69	
<b>Εικόνα 50</b> : Δυνάμεις που ασκούνται στη σφήνα .....	70
<b>Εικόνα 51</b> : Διάγραμμα συσχέτισης συντελεστή ασφαλείας $\Lambda_{F_0}$ με εξώθηση μετώπου εκσκαφής $\Omega_F$ . .....	72
<b>Εικόνα 52</b> : Συσχέτιση συντελεστή ασφαλείας $\Lambda_F$ με εξώθηση μετώπου εκσκαφής $\Omega_F$ .....	73

<b>Εικόνα 53</b> : Διαστάσεις διατομής εκσκαφής.....	76
<b>Εικόνα 54</b> : Όρια τρισδιάστατου μοντέλου.....	77
<b>Εικόνα 55</b> : Μηχανικές παράμετροι εδαφικών υλικών.....	78
<b>Εικόνα 56</b> : Αναφορά προγράμματος Roclab.....	78
<b>Εικόνα 57</b> : Ιδιότητες εκτοξευόμενου σκυροδέματος.....	79
<b>Εικόνα 58</b> : Προσομοίωση κελύφους προσωρινής υποστήριξης από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και αγκύρια ολόσωμης πάκτωσης.....	80
<b>Εικόνα 59</b> : Ιδιότητες αγκυρίων ολόσωμης πάκτωσης.....	80
<b>Εικόνα 60</b> : Ιδιότητες αγκυρίων μετώπου fiberglass.....	81
<b>Εικόνα 61</b> : Τεχνικές προδιαγραφές εμπορεύσιμων αγκυρίων μετώπου fiberglass (Πηγή: ΕΛΕΒΟΡ Α.Ε.Β.Ε.).....	82
<b>Εικόνα 62</b> : Προσομοίωση μέτρων προϋποστήριξης μετώπου εκσκαφής.....	83
<b>Εικόνα 63</b> : Ιδιότητες ομπρέλας δοκών προπορείας (forepole umbrella).....	83
<b>Εικόνα 64</b> : Διακριτοποίηση προσομοιώματος πεπερασμένων στοιχείων.....	84
<b>Εικόνα 65</b> : Στάδια προσομοίωσης.....	85
<b>Εικόνα 66</b> : Συνοριακές συνθήκες προσομοιώματος.....	86
<b>Εικόνα 67</b> : Μέθοδος υπολογισμού εξώθησης μετώπου εκσκαφής κατά τον κατακόρυφο άξονα.....	87
<b>Εικόνα 68</b> : Μέθοδος υπολογισμού μέσης εξώθησης μετώπου εκσκαφής.....	88
<b>Εικόνα 69</b> : Περιοχή μη – λειτουργίας αγκυρίων μετώπου fiberglass.....	89
<b>Εικόνα 70</b> : Μεταβολή αναπτυσσόμενης τάσης αγκυρίων μετώπου fiberglass, συναρτήσει του διαθέσιμου μήκους πάκτωσης. Αριστερά.....	89
<b>Εικόνα 71</b> : Μεταβολή της πλαστικής ζώνης εμπρός από το μέτωπο εκσκαφής, συναρτήσει του διαθέσιμου μήκους αγκυρίων fiberglass. Αριστερά απομένουν 8m αγκυρίου ενώ δεξιά 4m.....	90
<b>Εικόνα 72</b> : Σύγκριση της εξώθησης σε ασθενή βραχόμαζα με την εξώθηση σε πιο καλή βραχόμαζα. Ο χαρακτηρισμός των πετρωμάτων γίνεται μέσω των ισοδύναμων παραμέτρων $\phi$ και $c$ .....	94
<b>Εικόνα 73</b> : Διάταξη των αγκυρίων fiberglass, 1 αγκύριο ανά $2m^2$ .....	111
<b>Εικόνα 74</b> : Εύρος πλαστικής ζώνης για ανυποστηρίκτο μέτωπο στη βραχόμαζα με χαρακτηριστικά $GSI=25$ $H=200$ $K_0=1$ .....	120
<b>Εικόνα 75</b> : Εύρος πλαστικής ζώνης για υποστηριγμένο μέτωπο με $FIB/2m^2$ στη βραχόμαζα με χαρακτηριστικά $GSI=25$ $H=200$ $K_0=1$ .....	120
<b>Εικόνα 76</b> : Εύρος πλαστικής ζώνης για υποστηριγμένο μέτωπο με $FP+FIB/2m^2$ στη βραχόμαζα με χαρακτηριστικά $GSI=25$ $H=200$ $K_0=1$ .....	121
<b>Εικόνα 77</b> : Εύρος πλαστικής ζώνης για υποστηριγμένο μέτωπο με $FIB/4m^2$ στη βραχόμαζα με χαρακτηριστικά $GSI=25$ $H=200$ $K_0=1$ .....	121
<b>Εικόνα 78</b> : Εύρος πλαστικής ζώνης για υποστηριγμένο μέτωπο με $FIB/4m^2$ στη βραχόμαζα με χαρακτηριστικά $GSI=25$ $H=200$ $K_0=1$ .....	122

## Κεφάλαιο 1: Εισαγωγή

Τις τελευταίες δεκαετίες η εκμετάλλευση του υπόγειου χώρου με την διάνοιξη σηράγγων και υπογείων ανοιγμάτων επεκτείνεται με ραγδαίους ρυθμούς τόσο με την ολοένα και περισσότερη κατανόηση και εμπάθυνση στη μηχανική συμπεριφορά των γεωλογικών σχηματισμών όσο και με την ανάπτυξη της τεχνολογίας.

Η ευστάθεια του μετώπου εκσκαφής κατά την διάνοιξη μιας σήραγγας έχει απασχολήσει αρκετούς ερευνητές τα τελευταία χρόνια. Προσομοιώνεται με τη μορφή ολισθαίνοντος πρίσματος, το οποίο φορτίζεται από το ίδιο το βάρος του και το βάρος των υπερκείμενων γαιών. Οι οποιοσδήποτε μετακινήσεις στο μέτωπο, που είναι αποτέλεσμα της ανακατανομής των τάσεων, επηρεάζουν ανάλογα την περιβάλλουσα βραχώμαζα. Στις περιπτώσεις των αβαθών σηράγγων, που έχουν ερευνηθεί εκτενέστατα τα τελευταία 30 χρόνια, η μετακινήσεις στο μέτωπο μπορεί να οδηγήσουν σε αστοχίες στις υπερκείμενες κατασκευές, ειδικά κατά την κατασκευή εντός του αστικού ιστού (Μετρό).

Ενώ στην περίπτωση των βαθιών σηράγγων, θέμα το οποίο πραγματεύεται η παρούσα εργασία, στις περιπτώσεις όπου διαπερνάται μία ζώνη όπου η βραχώμαζα έχει φτωχά μηχανικά χαρακτηριστικά, χρειάζεται έλεγχος των μετακινήσεων στο μέτωπο για την αποφυγή κατάρρευσης του ετώπου αλλά και των περιορισμό των συγκλίσεων εντός της σήραγγας.

### Δομή της εργασίας

Η εργασία δομείται από 9 κεφάλαια

- Στο 1<sup>ο</sup> κεφάλαιο παρουσιάζεται συνοπτικά ο σκοπός και η δομή της εργασίας
- Στο 2<sup>ο</sup> κεφάλαιο γίνεται ιστορική αναδρομή στη σηραγγοποιία ενώ παρουσιάζεται το μέσο (βραχώμαζα) και η αντίδρασή του στην δράση της εκσκαφής.
- Στο 3<sup>ο</sup> κεφάλαιο παρουσιάζονται οι μέθοδοι για τον σχεδιασμό των σηράγγων με τη χρήση των συστημάτων ταξινόμησης και των καταστατικών κριτηρίων αστοχίας και οι μέθοδοι για την διάνοιξη τους.
- Στο 4<sup>ο</sup> κεφάλαιο ορίζεται το αντικείμενο της παρούσας έρευνας, η ευστάθεια του μετώπου, τα μέτρα υποστήριξης του και παρουσιάζονται κάποιες από τις πιο σημαντικές έρευνες που έχουν γίνει.
- Στο 5<sup>ο</sup> κεφάλαιο επεξηγείται ο τρόπος με τον οποίο δομήθηκαν οι τρισδιάστατες αναλύσεις για τη διερεύνηση των συνθηκών ευστάθειας στο μέτωπο.
- Στο 6<sup>ο</sup>, 7<sup>ο</sup> και 8<sup>ο</sup> κεφάλαιο γίνεται η παρουσίαση των αποτελεσμάτων των αναλύσεων για ανυποστηριγμένο μέτωπο, υποστηριγμένο με αγκύρια fiberglass και υποστηριγμένο με συνδυασμό fiberglass και forepolling αντίστοιχα

## **Κεφάλαιο 1: Εισαγωγή**

---

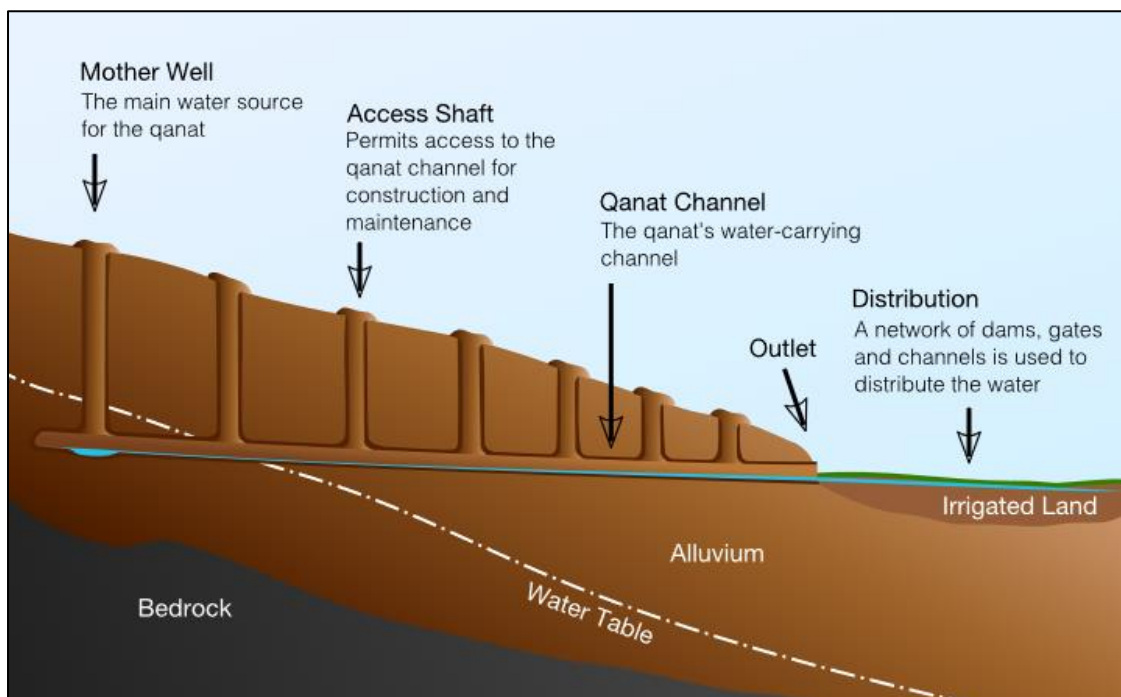
- Ενώ στο 9<sup>ο</sup> κεφάλαιο παρουσιάζονται τα συμπεράσματα που προκύπτουν από την παρούσα έρευνα και προτείνονται ιδέες για περαιτέρω έρευνα στο μέλλον.

## Κεφάλαιο 2: Γενικά περί σήραγγων

### 2.1 Ιστορικά

Η ανάγκη για αξιοποίηση του υπόγειου χώρου συναντάται από τα αρχαία χρόνια. Όλοι οι μεγάλοι αρχαίοι πολιτισμοί ανέπτυξαν διάφορες μεθόδους διάνοιξης σήραγγων, κυρίως για να καλύψουν ανάγκες υδροδότησης αλλά και για τη δημιουργία υπόγειων περασμάτων, εξόρυξη μεταλλευμάτων, ακόμα και κατασκευή τάφων.

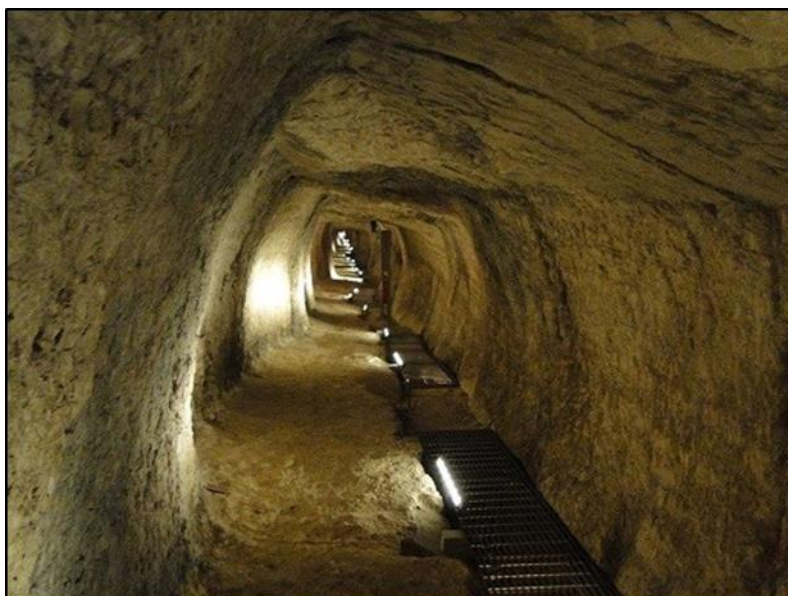
Περίπου το 700π.Χ. οι αρχαίοι Ιρανοί κατασκευάζουν, ένα από τα παλαιότερα και μεγαλύτερα στον κόσμο, υπόγειο δίκτυο στοών (qanats) για την υδροδότηση της πόλης Gonabad το οποίο έχει μήκος πάνω από 45 km ενώ το κύριο πηγάδι του βρίσκεται σε βάθος 360 μέτρων. Ακόμα και στις μέρες μας παρέχει πόσιμο και γεωργικό νερό για 40000 κατοίκους.



Εικόνα 1 : Υπόγειο δίκτυο στοών υδροδότησης στο Ιράν (Qanat)

Οι Βαβυλώνιοι, ανάμεσα στο 2180π.Χ. και 2160π.Χ. κατασκευάζουν υπόγειο πέρασμα κάτω από τον Ευφράτη ποταμό με μήκος περίπου 900m επενδεδυμένο με τούβλα. Η κατασκευή του επιτεύχθηκε με την εκτροπή του ποταμού κατά την περίοδο ξηρασίας χρησιμοποιώντας την μέθοδο της εκσκαφής και επανεπίχωσης (cut and cover).

## Κεφάλαιο 2: Γενικά περί σηράγγων



**Εικόνα 2 : Ευπαλίνειο Όρυγμα**

Στην Ελλάδα, το Ευπαλίνειο όρυγμα το οποίο είναι τμήμα του αρχαϊκού υδραγωγείου της Σάμου, κατασκευάστηκε υπό την καθοδήγηση του μηχανικού Ευπαλίνου τον 6<sup>ο</sup> αιώνα πΧ κοντά στο Πυθαγόρειο της Σάμου για την υδροδότηση της πόλης και έχει μήκος 1036m. Αποτελεί

επίτευγμα τόσο από πλευράς μηχανικής αλλά

και τοπογραφίας καθώς η εκσκαφή του ξεκίνησε από τα 2 άκρα της σήραγγας και οι δύο κλάδοι συναντήθηκαν στο μέσο. Ο Ευπαλίνος βασίστηκε σε τοπογραφικές οδεύσεις για να καθοδηγήσει την οριζοντιογραφία και την ευθυγράμμιση της σήραγγας.

Οι Ρωμαίοι επίσης πέτυχαν μεγάλα επιτεύγματα στη σήραγγοποιία. Στο δεύτερο μισό του 1<sup>ου</sup> αιώνα πΧ, στα πλαίσια της βελτίωσης της οδικής διασύνδεσης μεταξύ Ποτσουόλης και Νάπολης, κατασκεύασαν τρεις εντυπωσιακές σήραγγες μήκους 700m, 800m και 1000m, πλάτους που κυμαίνονταν από 4m έως 6.5m και ύψους 4.5m έως 8m., ενώ ο αερισμός γινόταν με φρεάτια. Επίσης μεγάλο έργο των Ρωμαίων είναι η σήραγγα που έγινε με σκοπό την αποστράγγιση της λίμνης Fucinus, μήκους 5500m, πλάτους 2.5m και ύψους 5m και για την οποία εργάστηκαν 30000 άτομα. Ορύχθηκε μεταξύ 41-51μΧ από φρεάτια εργασίας ανά 35m, και επενδύθηκε με λαξευτή πέτρα όπου το έδαφος ήταν ασταθές.

Μετά την πτώση της Ρωμαϊκής αυτοκρατορίας, κατά τη διάρκεια του Μεσαίωνα, η κατασκευή σηράγγων περιορίστηκε για μεταλλευτικούς και στρατιωτικούς σκοπούς. Η όρυξη σηράγγων ανθίζει ξανά γύρω στον 17<sup>ο</sup> αιώνα για να καλύψει τις αυξανόμενες, για μεταφορές, ανάγκες στην Ευρώπη. Έκτοτε άρχισαν να γίνονται μεγάλα άλματα στη μηχανική των σηράγγων τόσο από πλευράς εφεύρεσης και χρήσης νέων μέσων για τη διάνοιξη (εκρηκτικά, αερόσφυρες) αλλά και για την κατανόηση της συμπεριφοράς του εδάφους (Coulomb 1776).

Στο τέλος του 17<sup>ου</sup> αιώνα κατασκευάζεται η σήραγγα Malpas όπου γίνεται πρώτη φορά χρήση δυναμίτη για την ανατίναξη του βράχου και αποτελεί και το πρώτο πλευστό τούνελ. Η ανάπτυξη των σιδηροδρόμων οδήγησε στην κατασκευή περισσότερων σηράγγων καθώς έπρεπε να ικανοποιηθούν οι περιορισμοί που έμπαιναν κατά τη χάραξη (ελαχιστοποίηση των κλίσεων, αποστάσεων κλπ). Η πρώτη σιδηροδρομική σήραγγα



κατασκευάστηκε το 1826 στη Γαλλία (Σοφιανός 2017), ενώ στην Αγγλία λίγο αργότερα(1836-1851)κατασκευάστηκε η πρώτη σήραγγα κάτω από ποτάμι με χρήση ασπίδας για πρώτη φορά, για την σταθεροποίηση των χαλαρών εδαφικών σχηματισμών κάτω από τον Τάμεση, από τον Γάλλο μηχανικό Marc Isambard Brunel. Παρ' όλες τις δυσκολίες κατά την κατασκευή από εισροή υδάτων ολοκληρώθηκε μετά από 15 χρόνια και παραμένει ακόμα λειτουργική έχοντας ενταχθεί στο δίκτυο του Μετρό του Λονδίνου.

Σταθμό στη διάνοιξη των σηράγγων αποτέλεσαν και οι σήραγγες βάσης των Άλπεων. Πρώτη σήραγγα που ορύχθηκε ήταν του Frejus, με μήκος 13.7km όπου για πρώτη φορά χρησιμοποιήθηκε αεροσυμπιεστής και αερόσφυρα(1857-1871). Στη συνέχεια διανοίχθηκαν η σήραγγα του Gotthard στην Ελβετία το 1872 με μήκος 15km και υπερκείμενα 1800m, η σήραγγα του Arlberg το 1880, μήκους 10.3km, όπου για πρώτη φορά γίνεται χρήση ηλώσεων για τη στήριξη των πετρωμάτων. Μεγάλη πρόκληση αποτέλεσε η διάνοιξη της σήραγγας του Simplon με μήκος 19.8km και μέγιστο βάθος υπερκειμένων 2150m. Οι εξαιρετικά μεγάλες πιέσεις λόγω του μεγάλου βάθους οδήγησαν σε συμπεριφορά του πετρώματος εκρηκτική και συνθλίβουσα (rock bursts), που αντιμετωπίστηκαν με την τοποθέτηση χαλύβδινων πλαισίων (Σοφιανός 2017).

Μαζί με τις σιδηροδρομικές σήραγγες που διαπερνούσαν μεγάλους ορεινούς όγκους, η κατασκευή μητροπολιτικών σιδηροδρόμων εντός αστικών ιστών όπου έπρεπε να αντιμετωπιστούν τα φαινόμενα των καθιζήσεων στην επιφάνεια (Λονδίνο 1863, Βουδαπέστη 1896, Παρίσι 1900) έδωσαν τεράστια ώθηση στην ανάπτυξη της σήραγγοποιίας και της βραχομηχανικής. Αναπτύχθηκαν διάφορες μέθοδοι για τη διάνοιξη σηράγγων (Αγγλική, Γερμανική, Αυστριακή), θεωρίες(Griffith, Terzaghi κα) αλλά και τεχνολογίες (TBM) οι οποίες έχουν διευκολύνει, επιταχύνει αλλά και έχουν κάνει πιο ασφαλή την διάνοιξη σηράγγων και υπογείων ανοιγμάτων τη σημερινή εποχή.

## **2.2 Τι είναι σήραγγα**

Κατά την εκσκαφή ενός υπογείου ανοίγματος ή μίας σήραγγας, αφαιρώντας το γεωυλικό από την αρχική του θέση μεταβάλλεται το υφιστάμενο εντατικό πεδίο. Το πρωτογενές φυσικό εντατικό πεδίο, δηλαδή οι προϋπάρχουσες τάσεις στο γεωλογικό περιβάλλον, οφείλονται στα γεωστατικά φορτία (φορτία λόγω του ίδιου βάρους του υλικού) αλλά και σε εγκλωβισμένες τάσεις στο πέτρωμα λόγω τεκτονικής καταπόνησης (παρελθοντικής ή ενεργής), φυσικοχημικών και θερμικών διεργασιών, τη διαγένεση κλπ, δηλαδή διάφορα γεγονότα που συνέβησαν κατά τη διάρκεια της γεωλογικής ιστορίας. Οι τάσεις αυτές ανακατανέμονται γύρω από το άνοιγμα με παρόμοιο τρόπο όπως το βάθρο μιας γέφυρας εκτρέπει τις γραμμές ροής ενός ποταμού και αυξάνει την ταχύτητά τους γύρω από αυτό. Έτσι και οι γραμμές ροής του εντατικού πεδίου σε μία βραχόμαζα αποκλίνουν από το άνοιγμα μίας κοιλότητας και διοχετεύονται γύρω από αυτήν για να δημιουργήσουν μια ζώνη αυξημένης τάσης γύρω από τα τοιχώματα της εκσκαφής. Το

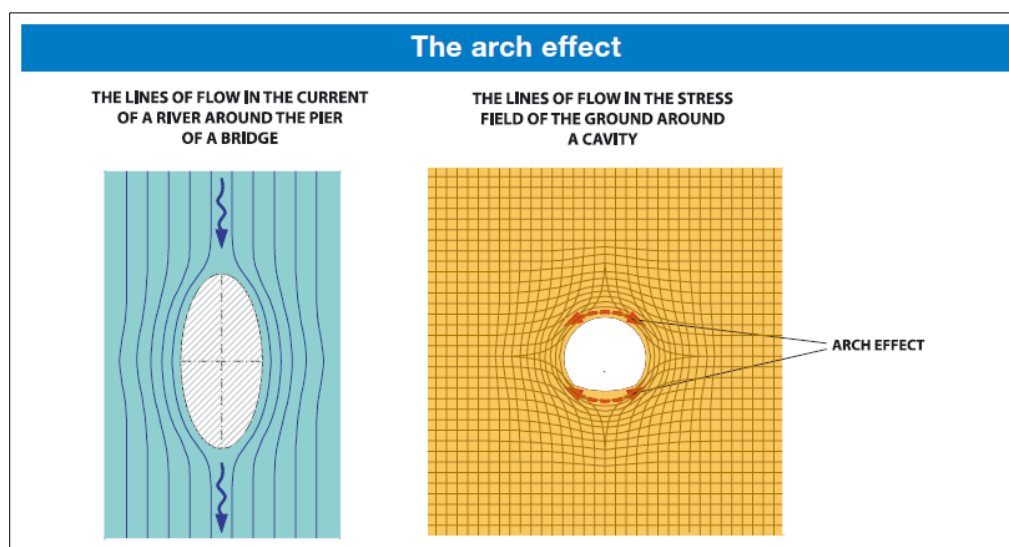
## Κεφάλαιο 2: Γενικά περί σηράγγων

φαινόμενο αυτό ονομάζεται «φαινόμενο της αψίδας» (arch effect). Το «φαινόμενο της αψίδας» αναπτύσσεται:

- α. Κοντά στο προφίλ της εκσκαφής
- β. Μακριά από το προφίλ της εκσκαφής
- γ. Καθόλου

Η ανάπτυξη του φαινομένου εξαρτάται από τις μηχανικές ιδιότητες της βραχώμαζας. Στην πρώτη περίπτωση (α) το έδαφος ανταπεξέρχεται στο αυξημένο εντατικό πεδίο γύρω από το άνοιγμα και συμπεριφέρεται ελαστικά. Στην δεύτερη περίπτωση (β) το έδαφος αστοχεί κάτω από την νέα εντατική κατάσταση και συμπεριφέρεται ανελαστικά, με αποτέλεσμα να πλαστικοποιείται και να παραμορφώνεται. Έτσι δημιουργείται γύρω από το άνοιγμα πλαστική ζώνη η οποία επεκτείνεται ακτινικά έως ότου οι τριαξονικές θλιπτικές συνθήκες ισορροπήσουν με την αντοχή του πετρώματος. Στην τρίτη περίπτωση (γ) το έδαφος είναι ανίκανο να αντέξει τη νέα εντατική κατάσταση και έτσι το άνοιγμα καταρρέει.

Στις περιπτώσεις (β) και (γ) όπου το φαινόμενο της αψίδας δημιουργείται είτε μακριά από την άντυγα της σήραγγας είτε καθόλου, το έδαφος χρίζει υποστήριξης. Η υποστήριξη συμβάλλει στο να διατηρήσουμε την επιθυμητή διατομή η οποία εξυπηρετεί τους σκοπούς για τους οποίους κατασκευάζεται η σήραγγα, να εξασφαλιστεί ασφαλές περιβάλλον για τους ανθρώπους που εργάζονται και τα μηχανήματα που χρησιμοποιούνται για τις εργασίες.



Εικόνα 3 : Το «φαινόμενο της αψίδας» (arch effect)

Σε αντιδιαστολή με τα υπόλοιπα έργα του πολιτικού μηχανικού, όπου ο φέρων οργανισμός έχει γνωστές ιδιότητες αντοχής και παραμόρφωσης (αντοχή σε θλίψη, εφελκυσμό και διάτμηση, μέτρο ελαστικότητας κλπ) και υπόκειται σε προβλέψιμα

φορτία, στα υπόγεια έργα ο κύριος φέρων οργανισμός είναι το ίδιο το πέτρωμα. Συνεπώς με την εφαρμογή των μέτρων υποστήριξης επιτυγχάνεται η βελτίωση των αρχικών ιδιοτήτων της βραχώμαζας για τη ενίσχυση της αντοχής της ως προς τις παραμορφώσεις που επιβάλλονται από την εντατική κατάσταση στην οποία βρίσκεται.

Η βραχώμαζα σπανίως είναι άρρηκτη, συνεχής και ισότροπη αλλά συνήθως διατέμενεται από διαφόρων ειδών ασυνέχειες όπως ρήγματα, διακλάσεις, επιφάνειες σχιστότητας, επιφάνειες σχισμού και ρωγμές. Επιπρόσθετα μπορεί να αποτελείται από διάφορους γεωλογικούς σχηματισμούς οι οποίοι ποικίλλουν σε βαθμό αλλοίωσης, διάβρωσης, μεταμόρφωσης κ.α. Πέρα από τις συνθήκες που επικρατούν γενικά και καθορίζουν τη συμπεριφορά του γεωυλικού πρέπει να ανιχνευτούν και τεκτονικές δομές, όπως ρήγματα, επιπτεύσεις, επωθήσεις, πτυχώσεις οι οποίες τοπικά θα αλλάζουν δραστικά τη συμπεριφορά του.

Επομένως για τον σχεδιασμό της σήραγγας και του τρόπου με τον οποίο θα εξασφαλιστεί η σταθερότητα της διατομής της θα πρέπει να γίνουν μία σειρά από βήματα τα οποία θα δώσουν την πλήρη εικόνα του περιβάλλοντος μέσα στο οποίο θα είναι η κατασκευή και θα οδηγήσουν στην ορθή διαστασιολόγηση των μέτρων υποστήριξης.

Η ακολουθία των βημάτων είναι η εξής:

- Γεωλογική χαρτογράφηση στο πεδίο, αναγνώριση τεκτονικών δομών, δημιουργία γεωλογικού μοντέλου
- Ποσοτική περιγραφή των ασυνεχειών (Προσανατολισμός, αποστάσεις, εμμονή, τραχύτητα, αντοχή τοιχωμάτων, άνοιγμα, υλικά πλήρωσης, νερό, αριθμός οικογενειών, RQD)
- Δειγματοληπτικές γεωτρήσεις. Οπτικός έλεγχος των «καρότων» της γεώτρησης και εργαστηριακός έλεγχος των δειγμάτων για προσδιορισμό των αντοχών σε θλίψη, εφελκυσμό, διάτμηση κλπ. Επί τόπου δοκιμές.
- Χαρακτηρισμός και ταξινόμηση της βραχώμαζας.
- Εκτίμηση των πιθανών μηχανισμών αστοχίας και πρώτη εκτίμηση των μέτρων υποστήριξης.
- Αριθμητικές επιλύσεις βασισμένες στα δεδομένα από τα προηγούμενα βήματα για την ακριβή σχεδίαση και διαστασιολόγηση της υποστήριξης.

Αν και συχνά γίνεται αναφορά σε μέτρα υποστήριξης είναι ορθό να γίνει διακριτοποίηση μεταξύ μέτρων υποστήριξης και μέτρων ενίσχυσης του γεωλογικού υλικού καθώς είναι διαφορετικός ο ρόλος αυτών των δύο συστημάτων.

Η ενίσχυση του πετρώματος, όπως μαρτυρά και το όνομα, χρησιμοποιείται για να βελτιώσει την αντοχή και την παραμορφωσιακή συμπεριφορά μίας βραχώμαζας με τον ίδιο τρόπο που ο σπλισμός χρησιμοποιείται για να βελτιώσει την συμπεριφορά του σκυροδέματος. Η ενίσχυση γενικά αποτελείται από αγκύρια ή ήλους τα οποία

τοποθετούνται στη βραχώμαζα με τέτοιο τρόπο ώστε να παρέχουν συνοχή ή συγκράτηση για να εξουδετερώσουν τη χαλάρωση και την κίνηση των τεμάχων του βράχου. Μπορεί να είναι ή όχι τανυσμένα, κάτι το οποίο εξαρτάται από την αλληλουχία της τοποθέτησης, και μπορεί ή όχι να είναι και ενεματωμένα κάτι το οποίο εξαρτάται από το αν θα είναι προσωρινά ή μόνιμα. Γενικά η ενίσχυση μιας βραχώμαζας είναι πλήρως αποτελεσματική όταν η ευστάθειά της ελέγχεται κυρίως από τις δυνάμεις τριβής και είναι μέσης ή υψηλής αντοχής. Τέτοιες βραχώμαζες επιτρέπουν την αποτελεσματική αγκίστρωση των μέτρων ενίσχυσης και αναπτύσσουν το αλληλοκλείδωμα που απαιτείται για να επωφεληθούν από τη συνοχή που προσφέρουν αυτά. Σε ενισχυμένες βραχώμαζες, το δομικό πλέγμα και/ή το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα παίζουν σημαντικό ρόλο στη γεφύρωση του κενού μεταξύ της κεφαλής των αγκυρίων/ήλων και της εκσκαφής και αποτρέπουν την προοδευτική αποκόλληση τεμαχίων τα οποία δεν παρεμποδίζονται από την ενίσχυση.

Σε περιπτώσεις ασθενών ή πολύ ασθενών βραχομαζών όπου η ευστάθειά τους ελέγχεται κυρίως από τη συνοχή τους παρά από τις δυνάμεις τριβής, η ενίσχυση είναι πολύ λιγότερο αποτελεσματική, και σε περιπτώσεις πολύ ασθενών υλικών μπορεί και να μην δουλεύει καθόλου. Σε τέτοιες περιπτώσεις είναι καταλληλότερη η υποστήριξη της βραχώμαζας παρά η ενίσχυσή της. Η υποστήριξη, η οποία γενικά αποτελείται από μεταλλικά πλαίσια και εκτοξευόμενο σκυρόδεμα σε διαφορετικούς συνδυασμούς, πρέπει να δρα σαν φέρον δομικό κέλυφος για να είναι πλήρως αποτελεσματική σ' ένα έδαφος που έχει αστοχήσει. Η πρωταρχική λειτουργία της υποστήριξης είναι να περιορίσει την παραμόρφωση του γεωλογικού υλικού που περιβάλλει τη σήραγγα και η αλληλουχία της εγκατάστασης, σε συνδυασμό με τον ρυθμό προχώρησης είναι κρίσιμη. Η ικανότητα του δομικού κελύφους πρέπει να υπολογίζεται στη βάση των καμπτικών ροπών και των αξονικών δυνάμεων που δημιουργούνται στα στοιχεία και τις συνδέσεις της υποστήριξης. **(Hoek 2006)**

Ωστόσο χάρη της ευρείας χρήσης του όρου «μέτρα υποστήριξης», στην εργασία θα αναφέρονται γενικά ως τέτοια χωρίς να γίνεται διάκριση κάθε φορά.

Πέρα όμως από την υποστήριξη της διατομής μίας σήραγγας (παρειές, στέψη, ανάστροφο τόξο) σε αρκετές περιπτώσεις χρειάζεται να υποστηριχθεί και το μέτωπο της εκσκαφής. Στην περίπτωση των ρηχών σηράγγων, οι οποίες διαπερνούν τον αστικό ιστό η υποστήριξη του μετώπου είναι συνήθως απαραίτητη καθώς στα μικρά βάθη συναντώνται χαλαροί σχηματισμοί και οι και πρέπει να συγκρατείται το μέτωπο αλλά και να ελαχιστοποιηθούν όσο το δυνατόν περισσότερο οι όποιες καθιζήσεις δημιουργηθούν στην επιφάνεια και δύναται να επηρεάσουν άλλες κατασκευές όπως κτίρια, γέφυρες, μνημεία κλπ. Στην περίπτωση των βαθιών σηράγγων όταν η εκσκαφή γίνεται σε γεωλογικούς σχηματισμούς με φτωχά μηχανικά χαρακτηριστικά υπάρχει πιθανότητα κατάρρευσης του μετώπου το οποίο καταρχάς θέτει σε κίνδυνο το προσωπικό, τα μηχανήματα αλλά και είναι κοστίζει σε χρόνο και πόρους.

Η μελέτη για την ευστάθεια του μετώπου διαφέρει από την διαστασιολόγηση των μέτρων υποστήριξης της διατομής. Για την επίλυση της υποστήριξης της διατομής αρκεί

(σε αρκετές περιπτώσεις) επίπεδη ανάλυση η οποία είναι διδιάστατη. Ωστόσο στο μέτωπο οι συνθήκες που μεταβάλλονται είναι και στις 3 διαστάσεις οπότε απαιτείται και η αντίστοιχη 3D ανάλυση. Η υποστήριξη του μετώπου επιτυγχάνεται με διάφορες μεθόδους, οι οποίες θα αναλυθούν και σε παρακάτω κεφάλαιο, όπως:

- Ενίσχυση του μετώπου με αγκύρια (π.χ. Fiberglass)
- Τοποθέτηση άκαμπτων δοκών προπορείας στη στέψη (forepoling)
- Κατακόρυφα αγκύρια από την επιφάνεια
- Συνεχείς ομπρέλες (jet-grouting, pre-excavation)
- Αύξηση της αντοχής του πετρώματος:
  - . με τσιμεντενέσεις
  - . με πάγωμα (freezing)
  - . με αποστράγγιση (εάν υπάρχει νερό υπό πίεση)
- Βελτίωση της ευστάθειας στην οροφή (raveling) με ράβδους προπορείας (spilling)
- Μείωση των διαστάσεων του μετώπου εκσκαφής (πολλαπλές φάσεις εκσκαφής – NATM)
- Μηχανοποιημένη εκσκαφή – TBM

Το αντικείμενο της παρούσας εργασίας είναι η διερεύνηση της απαιτούμενης αλληλοεπικάλυψης των αγκυριών fiberglass και αν η συνδυασμένη χρήση με forepoles δίνει καλύτερα αποτελέσματα τόσο από πλευράς ευστάθειας αλλά και οικονομίας.



### Κεφάλαιο 3: Σχεδιασμός και Μέθοδοι διάνοιξης Σηράγγων

Για τον σχεδιασμό και τη διάνοιξη υπογείων έργων απαιτείται η γνώση των μηχανικών χαρακτηριστικών του γεωυλικού στο οποίο θα πραγματοποιηθεί η εκσκαφή. Η πρώτη εικόνα δίνεται από τις εργαστηριακές δοκιμές σε ειδικά διαμορφωμένα δοκίμια που αποσπώνται από τις δειγματοληπτικές γεωτρήσεις. Ωστόσο αυτή η εικόνα δεν είναι πάντα αντιπροσωπευτική και ειδικά στις περιπτώσεις όπου το υλικό είναι βράχος και όχι έδαφος. Από τις γεωτρήσεις αποσπώνται και ελέγχονται στο εργαστήριο τα υγιέστερα δείγματα βράχου (συνήθως άρρηκτου) ενώ στην πραγματικότητα η βραχώμαζα διέπεται από ασυνέχειες οι οποίες καθορίζουν τη στατική της συμπεριφορά. Έτσι οι μηχανικές παράμετροι της βραχώμαζας εκτιμώνται με έμμεσο τρόπο μέσω των εμπειρικών συσχετίσεων με δείκτες ποιότητας της βραχώμαζας που προκύπτουν από τις μεθόδους ταξινόμησης της βραχώμαζας. Αντιθέτως στα εδαφικά υλικά που είναι αρκετά ομοιογενή και ισότροπα, το κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb παρέχει τις απαραίτητες πληροφορίες.

Οι παράμετροι του γεωυλικού (βραχώμαζα ή έδαφος) υπεισέρχονται σε αναλυτικές σχέσεις ή αριθμητικά προσομοιώματα για την εκτίμηση των συγκλίσεων της εκσκαφής και την διαστασιολόγηση των απαραίτητων μέτρων υποστήριξης της εκσκαφής.

#### 3.1 Κριτήρια αστοχίας

Στο εργαστήριο το δοκίμιο υπόκειται σε αυξανόμενη εντατική κατάσταση ώσπου να επέλθει η αστοχία. Ο συνδυασμός των τάσεων που οδηγούν το δοκίμιο σε αστοχία εκφράζεται από τα κριτήρια αστοχίας. Τον περασμένο αιώνα διατυπώθηκαν αρκετά κριτήρια αστοχίας (Griffith, Balmer, Johnston, Hobbs, Murrel, Beniaowski κλπ) τα επικρατέστερα όμως που χρησιμοποιούνται σήμερα είναι το Mohr-Coulomb για τα εδάφη και το Hoek-Brown για τους βράχους.

##### 3.1.1 Mohr – Coulomb Failure Criterion

Το πρώτο κριτήριο δόθηκε αρχικά από τον Coulomb το 1773, ο οποίος διατύπωσε την άποψη ότι η αστοχία επέρχεται σε διάτμηση μιας επίπεδης επιφάνειας όταν η διατμητική τάση σε αυτή ξεπεράσει την διατμητική της αντοχή, η οποία είναι γραμμική συνάρτηση της ορθής σε αυτήν τάσης. Επέκταση του κριτηρίου έγινε από τον Mohr που θεώρησε ότι τα επίπεδα διάτμησης είναι συζυγή και ότι η παραπάνω συνάρτηση δύναται να είναι μη γραμμική. Ο τελευταίος μάλιστα έδωσε τη δυνατότητα γραφικής παρουσίασης των παραπάνω κριτηρίων στο επίπεδο  $\sigma_n$ - $\tau$ .

Το κριτήριο Mohr-Coulomb εφαρμόζεται κυρίως σε εδαφικά υλικά που (άμμοι, ιλύς, άργιλοι, χάλικες) όπου έχουν ομοιογενή και ισότροπη συμπεριφορά με κύρια μηχανικά

### Κεφάλαιο 3: Σχεδιασμός και Μέθοδοι διάνοιξης Σηράγγων

χαρακτηριστικά την συνοχή  $c$ , την γωνία τριβής  $\varphi$  και το μέτρο ελαστικότητας  $E$ . Το κριτήριο αστοχίας MC περιγράφεται από την σχέση

$$\tau = c + \sigma_n * \tan(\varphi)$$

Όπου

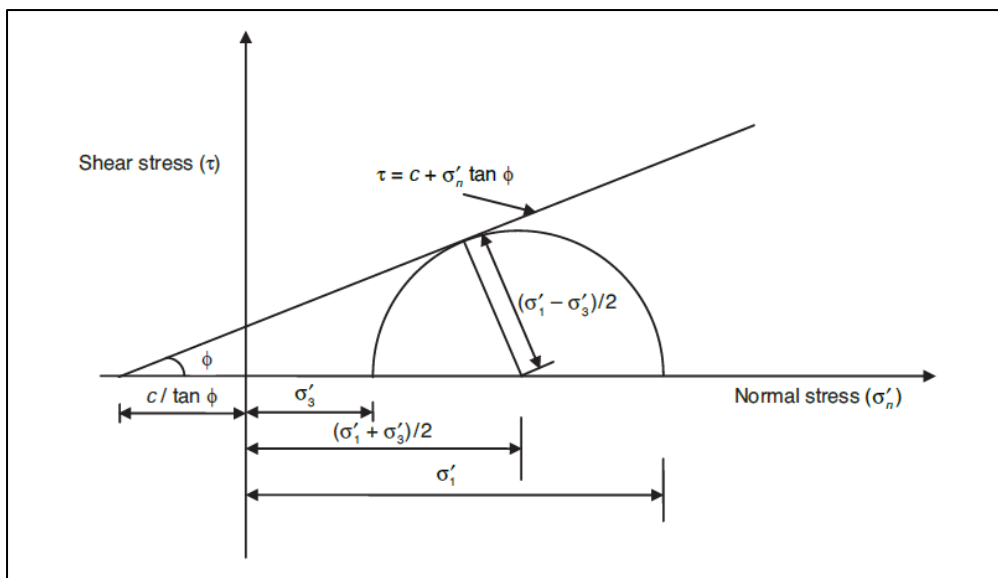
$\tau$ : η διατμητική τάση στην επιφάνεια αστοχίας

$c$ : η συνοχή

$\sigma_n$ : η ορθή τάση στην επιφάνεια αστοχίας

$\varphi$ : η γωνία τριβής

Η γραφική αναπαράσταση του κριτηρίου φαίνεται παρακάτω στην Εικόνα 4. Όταν ο κύκλος αγγίζει την περιβάλλουσα τότε έχουμε τον συνδυασμό τάσεων που επιφέρουν την αστοχία στο εδαφικό υλικό. Κατά τον σχεδιασμό λοιπόν, ο σκοπός είναι είτε να μειώσουμε την  $\sigma_1$  είτε να αυξήσουμε την  $\sigma_3$  έτσι ώστε να μικραίνει ο κύκλος του Mohr και να απομακρύνεται από την περιβάλλουσα αστοχίας.



Εικόνα 4 : Γραφική αναπαράσταση του κριτηρίου Mohr-Coulomb

#### 3.1.2 Generalized Hoek – Brown Criterion

Οι Hoek και Brown εισήγαγαν το κριτήριο αστοχίας σε μια προσπάθεια να παρέχουν δεδομένα για τις αναλύσεις που απαιτούνταν για το σχεδιασμό υπογείων έργων σε σκληρά πετρώματα. Το κριτήριο προέκυψε από τα αποτελέσματα μελέτης στην ψαθυρή θραύση του άρρηκτου βράχου από τον Hoek και σε μελέτες μοντέλων διακλασμένης βραχώμαζας από τον Brown. Το κριτήριο ξεκινάει από τις ιδιότητες του άρρηκτου βράχου και στη συνέχεια εισάγει συντελεστές με σκοπό την απομείωση των ιδιοτήτων αυτών



ώστε να πλησιάζει τα χαρακτηριστικά των ασυνεχειών στη βραχώμαζα. Οι συγγραφείς προσπάθησαν να συνδέσουν αυτό το εμπειρικό κριτήριο με τις γεωλογικές παρατηρήσεις, δηλαδή τις παρατηρήσεις στο πεδίο, μέσα από τα ήδη υπάρχοντα εκείνη την εποχή συστήματα ταξινόμησης, και γι αυτό το λόγο επέλεξαν το Rock Mass Rating System (RMR) που είχε προταθεί από τον Bieniawski.

Με την ανάπτυξη του συστήματος ταξινόμησης Geological Strength Index (GSI) από τους Hoek & Marinos, αλλά και επειδή το RMR δεν έδινε καλά αποτελέσματα ειδικά στις πιο ασθενείς βραχώμαζες το κριτήριο πήρε την τελική του μορφή και το όνομα Generalized Hoek-Brown Criterion.

Το Generalized Hoek-Brown Criterion είναι ένα εμπειρικό κριτήριο αστοχίας που καθορίζει την αντοχή του πετρώματος σε όρους μέγιστης και ελάχιστης κύριας τάσης. Προβλέπει την περιβάλλουσα αντοχής η οποία έρχεται σε συμφωνία με τιμές που έχουν εξαχθεί από εργαστηριακές τριαξονικές δοκιμές άρρηκτου βράχου και με παρατηρήσεις από αστοχίες διακλασμένων βραχωμαζών.

Το κριτήριο είναι μη γραμμικό και σχετίζει τις κύριες με τις ελάχιστες κύριες τάσεις σύμφωνα με την παρακάτω εξίσωση:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left( m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

Όπου:

- $\sigma'_1$  και  $\sigma'_3$  είναι οι ενεργές κύριες τάσεις
- $\sigma_{ci}$  η μονοαξονική θλιπτική αντοχή του άρρηκτου πετρώματος
- $m_b$  είναι η απομειωμένη τιμή της σταθεράς  $m_i$
- $s$  και  $a$  είναι σταθερές οι οποίες εξαρτώνται από τα χαρακτηριστικά του πετρώματος.

Συνήθως η εκτίμηση των τιμών  $m_b$ ,  $s$  και  $a$  προκύπτει από τριαξονικές δοκιμές, το οποίο στις περισσότερες περιπτώσεις δεν είναι δυνατό. Όμως είναι δυνατή η έμμεση εκτίμησή τους από τις παρακάτω εξισώσεις, όπου φαίνεται και η συσχέτιση με το GSI:

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right)$$

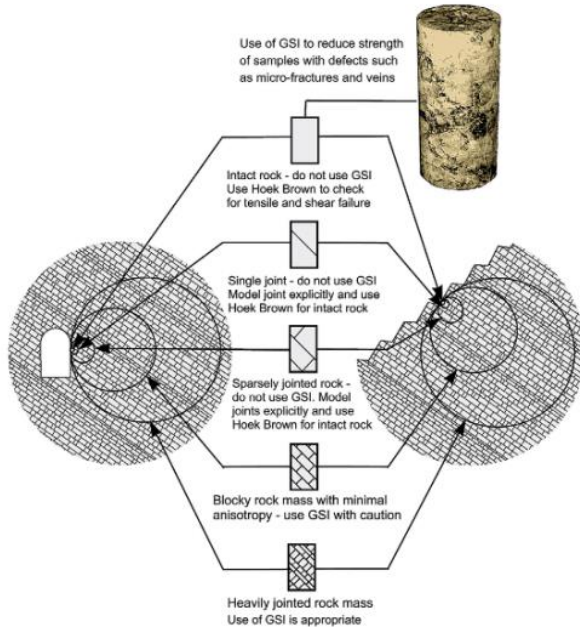
$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left( e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right)$$

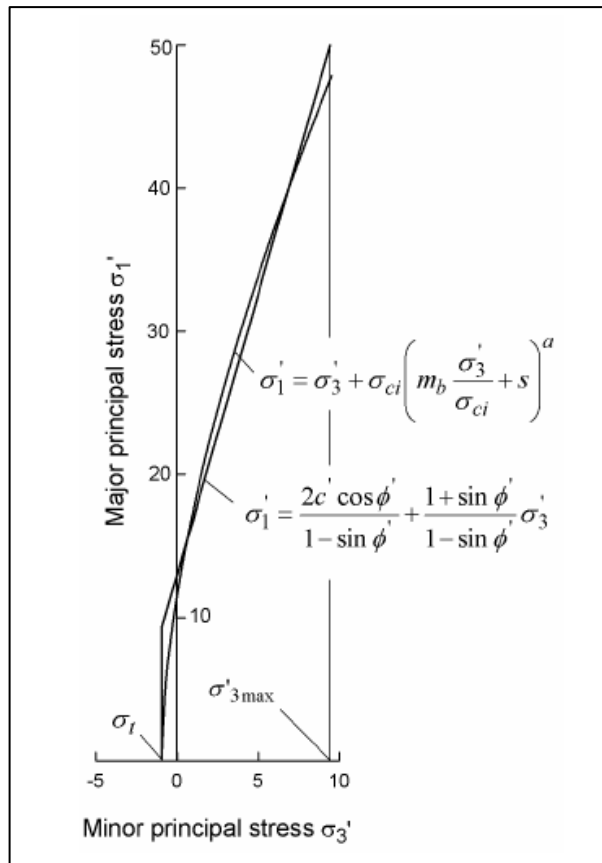
Οι τιμές του  $m_i$  αφορούν χαρακτηριστικές τιμές για κάθε πέτρωμα που έχουν προκύψει από τριαξονικές δοκιμές και αντλούνται από τον παρακάτω πίνακα στην Εικόνα 7, ενώ η μεταβλητή  $D$  είναι ο βαθμός διατάραξης του πετρώματος από την χρήση

### Κεφάλαιο 3: Σχεδιασμός και Μέθοδοι διάνοιξης Σηράγγων

εκρηκτικών ή/και από φαινόμενα σύνθλιψης και παίρνει τιμές από 0 (καθόλου διατάραξη) έως 1 (πολύ διαταραγμένο) και η εκτίμησή του φαίνεται στην Εικόνα 8.



**Εικόνα 6 : Η επιρροή του λόγου μέγεθος του block ως προς μέγεθος της εκσκαφής (E.Hoek, E.T.Brown – 2018)**



**Εικόνα 5 : Η περιβάλλουσα αστοχίας Hoek-Brown**

**Αριθμητική Διερεύνηση Του Βέλτιστου Τρόπου Εφαρμογής Μέτρων Ευστάθειας Μετώπου Σε Βαθιές Σήραγγες**






Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerates *	Sandstones 17 ± 4	Siltstones 7 ± 2	Claystones 4 ± 2
			Breccias *		Greywackes (18 ± 3)	Shales (6 ± 2) Marls (7 ± 2)
	Non-Clastic	Carbonates	Crystalline Limestone (12 ± 3)	Sparitic Limestones (10 ± 2)	Micritic Limestones (9 ± 2)	Dolomites (9 ± 3)
		Evaporites		Gypsum 8 ± 2	Anhydrite 12 ± 2	
Organic					Chalk 7 ± 2	
METAMORPHIC	Non Foliated		Marble 9 ± 3	Hornfels (19 ± 4) Metasandstone (19 ± 3)	Quartzites 20 ± 3	
		Slightly foliated	Migmatite (29 ± 3)	Amphibolites 26 ± 6	Gneiss 28 ± 5	
	Foliated**			Schists 12 ± 3	Phyllites (7 ± 3)	Slates 7 ± 4
IGNEOUS	Plutonic	Light	Granite 32 ± 3	Diorite 25 ± 5	Granodiorite (29 ± 3)	
		Dark	Gabbro 27 ± 3	Norite 20 ± 5	Dolerite (16 ± 5)	
	Hypabyssal		Porphyries (20 ± 5)		Diabase (15 ± 5)	Peridotite (25 ± 5)
	Volcanic	Lava		Rhyolite (25 ± 5) Andesite 25 ± 5	Dacite (25 ± 3) Basalt (25 ± 5)	
		Pyroclastic	Agglomerate (19 ± 3)	Breccia (19 ± 5)	Tuff (13 ± 5)	

\* Conglomerates and breccias may present a wide range of  $m_i$  values depending on the nature of the cementing material and the degree of cementation, so they may range from values similar to sandstone, to values used for fine grained sediments (even under 10).  
 \*\* These values are for intact rock specimens tested normal to bedding or foliation. The value of  $m_i$  will be significantly different if failure occurs along a weakness plane.

**Εικόνα 7 : Ο πίνακας με τις τιμές του  $m_i$**

Στην παρούσα διπλωματική εργασία οι έρευνα διεξάγεται σε μεγάλα βάθη όπου συναντώνται βραχώδεις σχηματισμοί, συνεπώς για την επίλυση των αναλύσεων θα χρησιμοποιηθεί το Γενικευμένο κριτήριο αστοχίας Hoek-Brown.

### Κεφάλαιο 3: Σχεδιασμός και Μέθοδοι διάνοιξης Σηράγγων

Appearance of rock mass	Description of rock mass	Suggested value of $D$
	Excellent quality controlled blasting or excavation by Tunnel Boring Machine results in minimal disturbance to the confined rock mass surrounding a tunnel.	$D = 0$
	Mechanical or hand excavation in poor quality rock masses (no blasting) results in minimal disturbance to the surrounding rock mass. Where squeezing problems result in significant floor heave, disturbance can be severe unless a temporary invert, as shown in the photograph, is placed.	$D = 0$  $D = 0.5$ No invert
	Very poor quality blasting in a hard rock tunnel results in severe local damage, extending 2 or 3 m, in the surrounding rock mass.	$D = 0.8$
	Small scale blasting in civil engineering slopes results in modest rock mass damage, particularly if controlled blasting is used as shown on the left hand side of the photograph. However, stress relief results in some disturbance.	$D = 0.7$ Good blasting  $D = 1.0$ Poor blasting
	Very large open pit mine slopes suffer significant disturbance due to heavy production blasting and also due to stress relief from overburden removal.  In some softer rocks excavation can be carried out by ripping and dozing and the degree of damage to the slopes is less.	$D = 1.0$ Production blasting  $D = 0.7$ Mechanical excavation

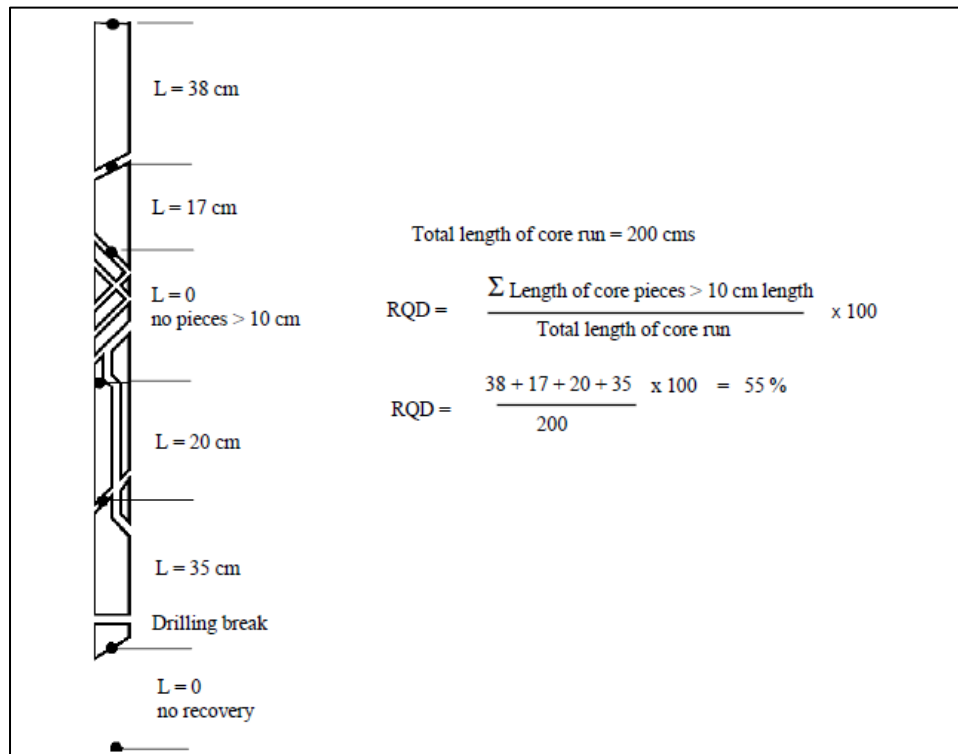
Εικόνα 8 : Ο βαθμός διατάραξης του πετρώματος  $D$

### 3.2 Συστήματα ταξινόμησης βραχόμαζας

Όπως ειπώθηκε προηγουμένως βασικό πρόβλημα κατά τον σχεδιασμό υπογείων έργων είναι η εκτίμηση της μηχανικής συμπεριφοράς της βραχόμαζας καθώς αυτή επηρεάζεται από την ύπαρξη των ασυνεχειών. Κατά τον προκαταρκτικό σχεδιασμό ενός έργου, όταν υπάρχουν πολύ λίγες λεπτομερείς πληροφορίες σχετικά με τη βραχόμαζα, το εντατικό πεδίο και τα υδρολογικά χαρακτηριστικά της, η χρήση ενός συστήματος ταξινόμησης μπορεί να αποφέρει σημαντικό όφελος για τη δημιουργία μιας εικόνας της σύνθεσης και των χαρακτηριστικών μιας βραχόμαζας, για την παροχή αρχικών εκτιμήσεων των απαιτήσεων στήριξης και για την παροχή εκτιμήσεων για τις ιδιότητες αντοχής και παραμόρφωσης της.

Προσπάθειες για ταξινόμησης της βραχόμαζας από εμπειρία που είχε αποκτηθεί κατά την κατασκευή σηράγγων ήδη είχαν αρχίσει από τα τέλη του 19<sup>ου</sup> αιώνα. Το πρώτο σύστημα ταξινόμησης παρουσιάστηκε από τον Terzaghi(1946). Οι Deree et al. παρουσίασαν το RQD (Rock Quality Designation) το 1967 σε μια προσπάθεια να παρέχουν μία ποσοτική εκτίμηση της βραχόμαζας από τους πυρήνες των γεωτρήσεων και ο τρόπος υπολογισμού του RQD φαίνεται στην Εικόνα. 9 Το RQD χρησιμοποιήθηκε ευρέως και επίσης αποτέλεσε βασική παράμετρο σε 2 από τα πιο διαδεδομένα και δοκιμασμένα συστήματα ταξινόμησης το RMR (Beniawski) και το Q (NGI), τα οποία μαζί με το GSI (Hoek, Hoek&Marinos) θα αναλυθούν παρακάτω.

Ωστόσο επειδή τα συστήματα ταξινόμησης RMR και Q βασίζονται πάρα πολύ στο δείκτη κατακερματισμού της βραχόμαζας RQD, περιορίζεται δραστικά η χρήση τους σε πολύ κερματισμένες βραχόμαζες καθώς το RQD είναι μηδέν.



Εικόνα 9 : Τρόπος υπολογισμού του RQD

#### 3.2.1 Το σύστημα RMR

Ο Beniaowski δημοσίευσε το 1976 το σύστημα ταξινόμησης της βραχώμαζας με το όνομα Rock Mass Rating (RMR). Το RMR αναπτύχθηκε με βάση την εμπειρία από στοές ορυχείων. Με διάφορες βελτιώσεις από την μελέτη και άλλων case studies το σύστημα πήρε την τελική του μορφή το 1989. Κατά το RMR η ταξινόμηση της βραχώμαζας γίνεται μέσω 6 παραμέτρων:

- I. Την μονοαξονική θλιπτική αντοχή του άρρηκτου πετρώματος
- II. Τον δείκτη κερματισμού της βραχώμαζας RQD (Rock Quality Designation)
- III. Την απόσταση των ασυνεχειών
- IV. Την κατάσταση των επιφανειών των ασυνεχειών
- V. Την παρουσία υπόγειου νερού
- VI. Τον προσανατολισμό των ασυνεχειών

**Αριθμητική Διερεύνηση Του Βέλτιστου Τρόπου Εφαρμογής Μέτρων Ευστάθειας Μετώπου Σε Βαθιές Σήραγγες**

A. CLASSIFICATION PARAMETERS AND THEIR RATINGS									
PARAMETER			Range of values // ratings						
1	Strength of intact rock material	Point-load strength index	> 10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	For this low range uniaxial compr. strength is preferred		
		Uniaxial compressive strength	> 250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5 - 25 MPa	1 - 5 MPa	< 1 MPa
	<b>RATING</b>	<b>15</b>	<b>12</b>	<b>7</b>	<b>4</b>	<b>2</b>	<b>1</b>	<b>0</b>	
2	Drill core quality RQD		90 - 100%	75 - 90%	50 - 75%	25 - 50%	< 25%		
	<b>RATING</b>		<b>20</b>	<b>17</b>	<b>13</b>	<b>8</b>	<b>5</b>		
3	Spacing of discontinuities		> 2 m	0.6 - 2 m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm		
	<b>RATING</b>		<b>20</b>	<b>15</b>	<b>10</b>	<b>8</b>	<b>5</b>		
4	Condition of discontinuities	Length, persistence	< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m		
		<b>Rating</b>	<b>6</b>	<b>4</b>	<b>2</b>	<b>1</b>	<b>0</b>		
		Separation	none	< 0.1 mm	0.1 - 1 mm	1 - 5 mm	> 5 mm		
		<b>Rating</b>	<b>6</b>	<b>5</b>	<b>4</b>	<b>1</b>	<b>0</b>		
		Roughness	very rough	rough	slightly rough	smooth	slickensided		
		<b>Rating</b>	<b>6</b>	<b>5</b>	<b>3</b>	<b>1</b>	<b>0</b>		
		Infilling (gouge)	none	Hard filling		Soft filling			
		<b>Rating</b>	<b>6</b>	< 5 mm	> 5 mm	< 5 mm	> 5 mm		<b>0</b>
5	Ground water	Inflow per 10 m tunnel length	none	< 10 litres/min	10 - 25 litres/min	25 - 125 litres/min	> 125 litres /min		
		$p_w / \sigma_1$	0	0 - 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5		
		General conditions	completely dry	damp	wet	dripping	flowing		
		<b>RATING</b>	<b>15</b>	<b>10</b>	<b>7</b>	<b>4</b>	<b>0</b>		

$p_w$  = joint water pressure;  $\sigma_1$  = major principal stress

**Εικόνα 10 : Πίνακας Βαθμονόμησης RMR**

Στην Εικόνα 10 φαίνεται ο τρόπος βαθμονόμησης της βραχώμαζας. Οι βαθμοί από κάθε παράμετρο αθροίζονται και δίνουν ένα τελικό αποτέλεσμα από 0 έως 100 το οποίο αντιστοιχεί από κακής έως άριστης ποιότητας βραχώμαζα αντίστοιχα. Η βαθμολογία που προκύπτει διορθώνεται με τον προσανατολισμό των ασυνεχειών όπως φαίνεται στην Εικόνα 11 ενώ η τελική βαθμολογία αντιστοιχείται με τρόπους διάνοιξης (ολομέτωπα ή τμηματικά) και μέτρα υποστήριξης όπως φαίνεται στην Εικόνα 12. Ωστόσο η μέθοδος δεν είναι πρόσφορη για πτωχής ποιότητας βραχώμαζες με συνολική βαθμολογία RMR<40.



### Κεφάλαιο 3: Σχεδιασμός και Μέθοδοι διάνοιξης Σηράγγων

#### B. RATING ADJUSTMENT FOR DISCONTINUITY ORIENTATIONS

		Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very unfavourable
RATINGS	Tunnels	0	-2	-5	-10	-12
	Foundations	0	-2	-7	-15	-25
	Slopes	0	-5	-25	-50	-60

#### C. ROCK MASS CLASSES DETERMINED FROM TOTAL RATINGS

Rating	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 20
Class No.	I	II	III	IV	V
Description	VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR

#### D. MEANING OF ROCK MASS CLASSES

Class No.	I	II	III	IV	V
Average stand-up time	10 years for 15 m span	6 months for 8 m span	1 week for 5 m span	10 hours for 2.5 m span	30 minutes for 1 m span
Cohesion of the rock mass	> 400 kPa	300 - 400 kPa	200 - 300 kPa	100 - 200 kPa	< 100 kPa
Friction angle of the rock mass	< 45°	35 - 45°	25 - 35°	15 - 25°	< 15°

Εικόνα 11 : Επιλογή του προσανατολισμού των ασυνεχειών στην βαθμονόμηση του RMR

Rock mass class	Excavation	Support		
		Rock bolts (20 mm diam., fully bonded)	Shotcrete	Steel sets
1. Very good rock RMR: 81-100	Full face: 3 m advance	Generally no support required except for occasional spot bolting		
2. Good rock RMR: 61-80	Full face: 1.0-1.5 m advance; Complete support 20 m from face	Locally bolts in crown, 3 m long, spaced 2.5 m with occasional wire mesh	50 mm in crown where required	None
3. Fair rock RMR: 41-60	Top heading and bench: 1.5-3 m advance in top heading; Commence support after each blast; Commence support 10 m from face	Systematic bolts 4 m long, spaced 1.5-2 m in crown and walls with wire mesh in crown	50-100 mm in crown, and 30 mm in sides	None
4. Poor rock RMR: 21-40	Top heading and bench: 1.0-1.5 m advance in top heading; Install support concurrently with excavation - 10 m from face	Systematic bolts 4-5 m long, spaced 1-1.5 m in crown and walls with wire mesh	100-150 mm in crown and 100 mm in sides	Light ribs spaced 1.5 m where required
5. Very poor rock RMR < 21	Multiple drifts: 0.5-1.5 m advance in top heading; Install support concurrently with excavation; shotcrete as soon as possible after blasting	Systematic bolts 5-6 m long, spaced 1-1.5 m in crown and walls with wire mesh. Bolt invert	150-200 mm in crown, 150 mm in sides, and 50 mm on face	Medium to heavy ribs spaced 0.75 m with steel lagging and forepoling if required. Close invert

Εικόνα 12 : Προτεινόμενη μεθοδολογία, βήμα εκσκαφής και μέτρα υποστήριξης ανάλογα βαθμολογίας RMR



### 3.2.2 Το σύστημα Q (NGI)

Το σύστημα Q αναπτύχθηκε στο NGI(Norwegian Geotechnical Institute) από τους Barton et al. και δημοσιεύθηκε το 1974 ύστερα από μελέτη αρκετών σηράγγων στον Σκανδιναβικό χώρο, με σκοπό τον προσδιορισμό των χαρακτηριστικών της βραχώμαζας και των απαιτήσεων υποστήριξης της σήραγγας. Η αριθμητική τιμή του δείκτη Q εκφράζεται σε λογαριθμική κλίμακα από 0.001 έως 1000 και δίνεται από την εξίσωση:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF}$$

Όπου:

- *RQD*: δείκτης κερματισμού της βραχώμαζας
- *J<sub>n</sub>*: δείκτης του αριθμού των συστημάτων ασυνεχειών
- *J<sub>r</sub>*: βαθμός τραχύτητας των επιφανειών των ασυνεχειών
- *J<sub>a</sub>*: βαθμός εξαλλοίωσης των επιφανειών των ασυνεχειών
- *J<sub>w</sub>*: συντελεστής επιρροής υπόγειου νερού
- *SRF*: συντελεστής απομείωσης λόγω υψηλών τάσεων (Stress Reduction Factor)

Στην παραπάνω σχέση, ο πρώτος λόγος (*RQD/J<sub>n</sub>*) εκφράζει το μέσο μέγεθος των τεμαχίων που συνιστούν τη βραχώμαζα. Ο δεύτερος λόγος (*J<sub>r</sub>/J<sub>a</sub>*) εκφράζει τα χαρακτηριστικά διατμητικής αντοχής των ασυνεχειών της βραχώμαζας. Τέλος, ο τρίτος λόγος (*J<sub>w</sub>/SRF*) εκφράζει τις τάσεις που επικρατούν στη βραχώμαζα. Οι τιμές των παραπάνω παραμέτρων συνοψίζονται στους παρακάτω πίνακες.

Κατά τη χρήση του συστήματος Q, αλλά και κάθε συστήματος ταξινόμησης θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη το υπόβαθρο στο οποίο αναπτύχθηκαν. Το γεγονός ότι το σύστημα Q προέκυψε από τη μελέτη υπογείων εκσκαφών στον Σκανδιναβικό χώρο σε καλής ποιότητας βραχώμαζες, δεν ενδείκνυται η χρήση του για εδαφικά υλικά ή για τις πτωχής ποιότητας βραχώμαζες του ελληνικού χώρου (πχ φλύσχης ή αργιλικός σχιστόλιθος) όπου μόνο πολύ συντηρητικά έως υπερβολικά αποτελέσματα μπορεί να δώσει.

### Κεφάλαιο 3: Σχεδιασμός και Μέθοδοι διάνοιξης Σηράγγων

DESCRIPTION	VALUE	NOTES
<b>1. ROCK QUALITY DESIGNATION</b>	<b>RQD</b>	
A. Very poor	0 - 25	1. Where RQD is reported or measured as $\leq 10$ (including 0), a nominal value of 10 is used to evaluate Q.
B. Poor	25 - 50	
C. Fair	50 - 75	
D. Good	75 - 90	2. RQD intervals of 5, i.e. 100, 95, 90 etc. are sufficiently accurate.
E. Excellent	90 - 100	
<b>2. JOINT SET NUMBER</b>	<b><math>J_n</math></b>	
A. Massive, no or few joints	0.5 - 1.0	
B. One joint set	2	
C. One joint set plus random	3	
D. Two joint sets	4	
E. Two joint sets plus random	6	
F. Three joint sets	9	1. For intersections use $(3.0 \times J_n)$
G. Three joint sets plus random	12	
H. Four or more joint sets, random, heavily jointed, 'sugar cube', etc.	15	2. For portals use $(2.0 \times J_n)$
J. Crushed rock, earthlike	20	
<b>3. JOINT ROUGHNESS NUMBER</b>	<b><math>J_r</math></b>	
<b>a. Rock wall contact</b>		
<b>b. Rock wall contact before 10 cm shear</b>		
A. Discontinuous joints	4	
B. Rough and irregular, undulating	3	
C. Smooth undulating	2	
D. Slickensided undulating	1.5	1. Add 1.0 if the mean spacing of the relevant joint set is greater than 3 m.
E. Rough or irregular, planar	1.5	
F. Smooth, planar	1.0	
G. Slickensided, planar	0.5	2. $J_r = 0.5$ can be used for planar, slickensided joints having lineations, provided that the lineations are oriented for minimum strength.
<b>c. No rock wall contact when sheared</b>		
H. Zones containing clay minerals thick enough to prevent rock wall contact	1.0 (nominal)	
J. Sandy, gravely or crushed zone thick enough to prevent rock wall contact	1.0 (nominal)	
<b>4. JOINT ALTERATION NUMBER</b>	<b><math>J_a</math></b>	$\phi_r$ degrees (approx.)
<b>a. Rock wall contact</b>		
A. Tightly healed, hard, non-softening, impermeable filling	0.75	1. Values of $\phi_r$ , the residual friction angle, are intended as an approximate guide to the mineralogical properties of the alteration products, if present.
B. Unaltered joint walls, surface staining only	1.0	25 - 35
C. Slightly altered joint walls, non-softening mineral coatings, sandy particles, clay-free disintegrated rock, etc.	2.0	25 - 30
D. Silty-, or sandy-clay coatings, small clay-fraction (non-softening)	3.0	20 - 25
E. Softening or low-friction clay mineral coatings, i.e. kaolinite, mica. Also chlorite, talc, gypsum and graphite etc., and small quantities of swelling clays. (Discontinuous coatings, 1 - 2 mm or less)	4.0	8 - 16

Εικόνα 13 : Κατηγορίες βαθμονόμησης κατά το σύστημα Q ( $\alpha$ )

**Αριθμητική Διερεύνηση Του Βέλτιστου Τρόπου Εφαρμογής Μέτρων Ευστάθειας Μετώπου Σε Βαθιές Σήραγγες**

DESCRIPTION	VALUE	NOTES
<b>4. JOINT ALTERATION NUMBER</b>	$J_a$	$\phi$ r degrees (approx.)
<b>b. Rock wall contact before 10 cm shear</b>		
F. Sandy particles, clay-free, disintegrating rock etc.	4.0	25 - 30
G. Strongly over-consolidated, non-softening clay mineral fillings (continuous < 5 mm thick)	6.0	16 - 24
H. Medium or low over-consolidation, softening clay mineral fillings (continuous < 5 mm thick)	8.0	12 - 16
J. Swelling clay fillings, i.e. montmorillonite, (continuous < 5 mm thick). Values of $J_a$ depend on percent of swelling clay-size particles, and access to water.	8.0 - 12.0	6 - 12
<b>c. No rock wall contact when sheared</b>		
K. Zones or bands of disintegrated or crushed	6.0	
L. rock and clay (see G, H and J for clay	8.0	
M. conditions)	8.0 - 12.0	6 - 24
N. Zones or bands of silty- or sandy-clay, small clay fraction, non-softening	5.0	
O. Thick continuous zones or bands of clay	10.0 - 13.0	
P. & R. (see G.H and J for clay conditions)	6.0 - 24.0	
<b>5. JOINT WATER REDUCTION</b>	$J_w$	approx. water pressure (kgf/cm <sup>2</sup> )
A. Dry excavation or minor inflow i.e. < 5 l/m locally	1.0	< 1.0
B. Medium inflow or pressure, occasional outwash of joint fillings	0.66	1.0 - 2.5
C. Large inflow or high pressure in competent rock with unfilled joints	0.5	2.5 - 10.0
D. Large inflow or high pressure	0.33	2.5 - 10.0
E. Exceptionally high inflow or pressure at blasting, decaying with time	0.2 - 0.1	> 10
F. Exceptionally high inflow or pressure	0.1 - 0.05	> 10
		1. Factors C to F are crude estimates; increase $J_w$ if drainage installed.
		2. Special problems caused by ice formation are not considered.
<b>6. STRESS REDUCTION FACTOR</b>		<b>SRF</b>
<b>a. Weakness zones intersecting excavation, which may cause loosening of rock mass when tunnel is excavated</b>		
A. Multiple occurrences of weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock, very loose surrounding rock any depth)	10.0	1. Reduce these values of SRF by 25 - 50% but only if the relevant shear zones influence do not intersect the excavation
B. Single weakness zones containing clay, or chemically disintegrated rock (excavation depth < 50 m)	5.0	
C. Single weakness zones containing clay, or chemically disintegrated rock (excavation depth > 50 m)	2.5	
D. Multiple shear zones in competent rock (clay free), loose surrounding rock (any depth)	7.5	
E. Single shear zone in competent rock (clay free). (depth of excavation < 50 m)	5.0	
F. Single shear zone in competent rock (clay free). (depth of excavation > 50 m)	2.5	
G. Loose open joints, heavily jointed or 'sugar cube', (any depth)	5.0	

**Εικόνα 14 : Κατηγορίες βαθμονόμησης κατά το σύστημα Q (β)**

### Κεφάλαιο 3: Σχεδιασμός και Μέθοδοι διάνοιξης Σηράγγων

DESCRIPTION	VALUE		NOTES
<b>6. STRESS REDUCTION FACTOR</b>			<b>SRF</b>
<b>b. Competent rock, rock stress problems</b>			
	$\sigma_c/\sigma_1$	$\sigma_t/\sigma_1$	2. For strongly anisotropic virgin stress field
H. Low stress, near surface	> 200	> 13	(if measured): when $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$ , reduce $\sigma_c$
J. Medium stress	200 - 10	13 - 0.66	to $0.8\sigma_c$ and $\sigma_t$ to $0.8\sigma_t$ . When $\sigma_1/\sigma_3 > 10$ ,
K. High stress, very tight structure (usually favourable to stability, may be unfavourable to wall stability)	10 - 5	0.66 - 0.33	reduce $\sigma_c$ and $\sigma_t$ to $0.6\sigma_c$ and $0.6\sigma_t$ , where $\sigma_c$ = unconfined compressive strength, and $\sigma_t$ = tensile strength (point load) and $\sigma_1$ and $\sigma_3$ are the major and minor principal stresses.
L. Mild rockburst (massive rock)	5 - 2.5	0.33 - 0.16	5 - 10
M. Heavy rockburst (massive rock)	< 2.5	< 0.16	10 - 20
<b>c. Squeezing rock, plastic flow of incompetent rock under influence of high rock pressure</b>			
N. Mild squeezing rock pressure			5 - 10
O. Heavy squeezing rock pressure			10 - 20
<b>d. Swelling rock, chemical swelling activity depending on presence of water</b>			
P. Mild swelling rock pressure			5 - 10
R. Heavy swelling rock pressure			10 - 15
<b>ADDITIONAL NOTES ON THE USE OF THESE TABLES</b>			
When making estimates of the rock mass Quality (Q), the following guidelines should be followed in addition to the notes listed in the tables:			
1. When borehole core is unavailable, RQD can be estimated from the number of joints per unit volume, in which the number of joints per metre for each joint set are added. A simple relationship can be used to convert this number to RQD for the case of clay free rock masses: $RQD = 115 - 3.3 J_v$ (approx.), where $J_v$ = total number of joints per $m^3$ ( $0 < RQD < 100$ for $35 > J_v > 4.5$ ).			
2. The parameter $J_n$ representing the number of joint sets will often be affected by foliation, schistosity, slaty cleavage or bedding etc. If strongly developed, these parallel 'joints' should obviously be counted as a complete joint set. However, if there are few 'joints' visible, or if only occasional breaks in the core are due to these features, then it will be more appropriate to count them as 'random' joints when evaluating $J_n$ .			
3. The parameters $J_r$ and $J_a$ (representing shear strength) should be relevant to the weakest significant joint set or clay filled discontinuity in the given zone. However, if the joint set or discontinuity with the minimum value of $J_r J_a$ is favourably oriented for stability, then a second, less favourably oriented joint set or discontinuity may sometimes be more significant, and its higher value of $J_r J_a$ should be used when evaluating Q. The value of $J_r J_a$ should in fact relate to the surface most likely to allow failure to initiate.			
4. When a rock mass contains clay, the factor SRF appropriate to loosening loads should be evaluated. In such cases the strength of the intact rock is of little interest. However, when jointing is minimal and clay is completely absent, the strength of the intact rock may become the weakest link, and the stability will then depend on the ratio rock-stress/rock-strength. A strongly anisotropic stress field is unfavourable for stability and is roughly accounted for as in note 2 in the table for stress reduction factor evaluation.			
5. The compressive and tensile strengths ( $\sigma_c$ and $\sigma_t$ ) of the intact rock should be evaluated in the saturated condition if this is appropriate to the present and future in situ conditions. A very conservative estimate of the strength should be made for those rocks that deteriorate when exposed to moist or saturated conditions.			

**Εικόνα 15 : Κατηγορίες βαθμονόμησης κατά το σύστημα Q (γ)**

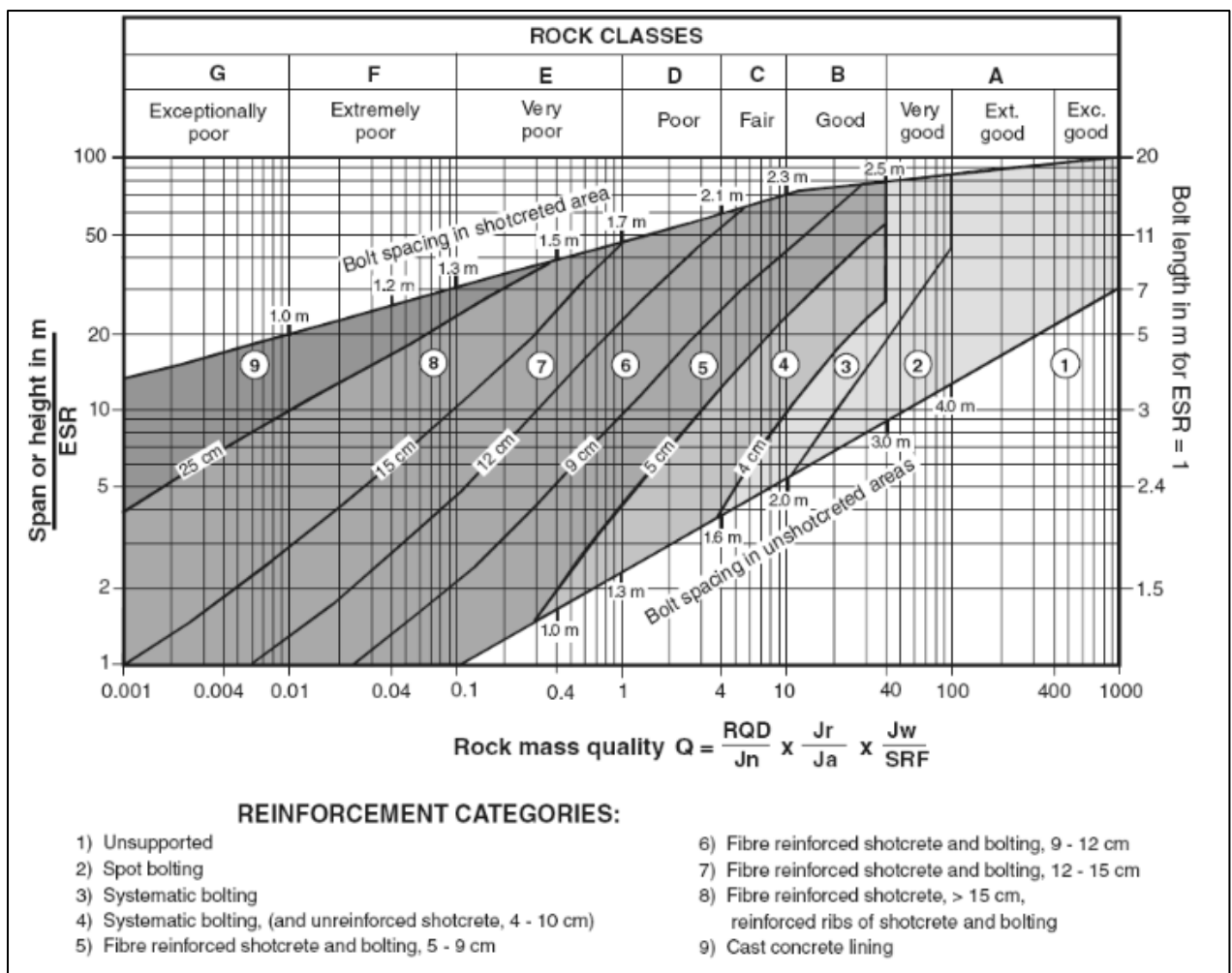
Επίσης οι Barton et al.(1974) όρισαν μία επιπρόσθετη παράμετρο που την ονόμασαν Equivalent Dimension (Ισοδύναμη Διάσταση) για τη συσχέτιση της τιμής Q με τα μέτρα υποστήριξης. Η τιμή αυτής της παραμέτρου προκύπτει διαιρώντας το άνοιγμα της υπόγειας εκσκαφής με τον δείκτη ESR, ο οποίος προκύπτει από τον πίνακα στην Εικόνα 16.

**Αριθμητική Διερεύνηση Του Βέλτιστου Τρόπου Εφαρμογής Μέτρων Ευστάθειας Μετώπου Σε Βαθιές Σήραγγες**

Excavation category	ESR
A Temporary mine openings.	3-5
B Permanent mine openings, water tunnels for hydro power (excluding high pressure penstocks), pilot tunnels, drifts and headings for large excavations.	1.6
C Storage rooms, water treatment plants, minor road and railway tunnels, surge chambers, access tunnels.	1.3
D Power stations, major road and railway tunnels, civil defence chambers, portal intersections.	1.0
E Underground nuclear power stations, railway stations, sports and public facilities, factories.	0.8

**Εικόνα 16 : Επιρροή του δείκτη ESR, ανάλογα με την σημαντικότητα του έργου**

Ενώ τα μέτρα υποστήριξης προτείνονται από το παρακάτω διάγραμμα:



**Εικόνα 17 Προτεινόμενα μέτρα υποστήριξης κατά το σύστημα Q**



### 3.2.3 Το σύστημα GSI

Το σύστημα ταξινόμησης GSI (Geological Strength Index) δημιουργήθηκε από τους Hoek (1994) και Hoek et al. (1995) ως εργαλείο για τη συλλογή πληροφοριών από τις γεωλογικές παρατηρήσεις στο πεδίο. Αυτό χρησιμοποιήθηκε για την παροχή τιμών στο Γενικευμένο κριτήριο αστοχίας Hoek-Brown και τον υπολογισμό των σταθερών  $m_b$ ,  $s$  και  $a$ . Το διάγραμμα του GSI που φαίνεται στην Εικόνα 18 πήρε την τελική του μορφή από τους Hoek and Marinos (2000) μετά από την αντιμετώπιση δύσκολων γεωλογικών (πτωχής ποιότητας βραχώμαζες) στα πλαίσια των μελετών των σηράγγων της Εγνατίας Οδού. Στη συνέχεια δημοσιεύτηκαν διαγράμματα GSI για ετερογενείς και τεκτονικά καταπονημένες βραχώμαζες Marinos and Hoek (2001), Marinos et al. (2005).

Η βαθμονόμηση βασίζεται στην κατάσταση των επιφανειών των ασυνεχειών και στο αλληλοκλείδωμα των τεμάχων και δεν λαμβάνει υπόψη την επιρροή του υπόγειου νερού. Στην περίπτωση ύπαρξης υπόγειου νερού πρέπει να γίνει μετακίνηση προς τα δεξιά καθώς οι επιφάνειες των ασυνεχειών ή των υλικών πλήρωσης συνήθως επιδεινώνονται από την ύπαρξη υγρασίας, όπως αναφέρεται και στο υπόμνημα του διαγράμματος. Ο αριθμός που επιλέγεται εισάγεται στις εξισώσεις του κριτηρίου αστοχίας Hoek-Brown και υπολογίζεται η θλιπτική αντοχή της βραχώμαζας ( $\sigma_{cm}$ ) αλλά και το μέτρο ελαστικότητας από την εξίσωση των Hoek and Diederichs (2006):







$$E_{rm} = E_i \left\{ 0.02 + \frac{1 - D/2}{1 + \exp[(60 + 15D - GSI)/11]} \right\}$$

Το GSI βασίζεται στην υπόθεση ότι η βραχώμαζα περιέχει πλήθος «τυχαίων» ασυνεχειών έτσι ώστε συμπεριφέρεται ισότροπα. Συνεπώς δεν μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε περιπτώσεις όπου η ευστάθεια ελέγχεται από την τρισδιάστατη γεωμετρία των τεμνόμενων ασυνεχειών και των ελεύθερων επιφανειών, άρα συμπεριφέρεται ανισότροπα και προκύπτουν αστοχίες βαρυτικού τύπου π.χ. πτώση σφήνας. Σε αυτές τις περιπτώσεις η ευστάθεια ελέγχεται από τη διατμητική αντοχή των ασυνεχειών. Αλλά και σε περιπτώσεις διάνοιξης σηράγγων σε μεγάλα βάθη (>1000m), όπου λόγω της σφιχτής δομής η βραχώμαζα προσεγγίζει τη δομή του άρρηκτου βράχου. Το GSI είναι 100 αλλά δεν έχει νόημα η χρήση του καθώς οι αστοχίες που συναντώνται σε αυτά τα βάθη οφείλονται στο υψηλό τασικό πεδίο, το πέτρωμα αστοχεί ψαθυρά, το οποίο μπορεί να οδηγήσει σε εκτινάξεις βράχων (rock bursts).

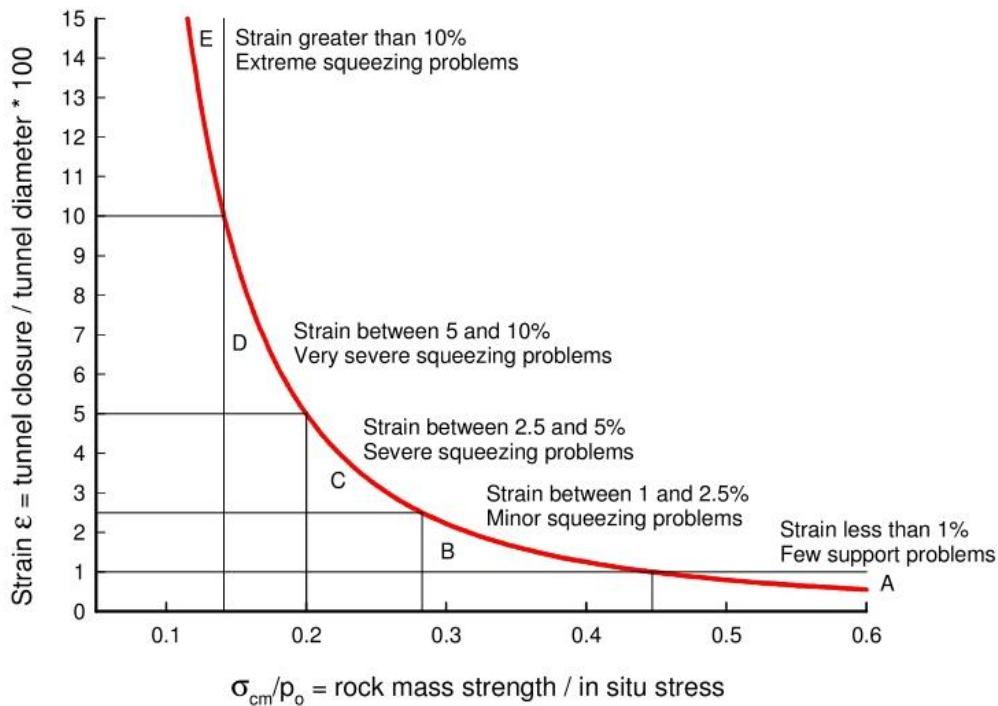
Τέλος οι Hoek and Marinos συχέτισαν τις συγκλίσεις των τοιχωμάτων που παρατηρήθηκαν σε υπο κατασκευή σήραγγες με το λόγο της αντοχής της βραχώμαζας προς την επιτόπου γεωστατική μέση τάση,  $\sigma_{cm}/\rho_0$  μέσω της καμπύλης που φαίνεται στην Εικόνα 19.

Το GSI αποτελεί ένα από τα πιο διαδεδομένα σήμερα συστήματα ταξινόμησης παγκοσμίως καθώς μπορεί να καλύψει μεγάλο εύρος βραχομαζών και ιδιαίτερα αυτές με πτωχά μηχανικά χαρακτηριστικά. Μέσω της βαθμονόμησης και κατάταξης της

βραχώμαζας βάσει του συστήματος GSI, μπορούμε να το χρησιμοποιήσουμε στο κριτήριο αστοχίας Generalized Hoek & Brown (2002), ώστε να εκτιμηθούν οι παράμετροι αντοχής της βραχώμαζας.

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000) From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.		SURFACE CONDITIONS				
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
		VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces	POOR Slacksided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments	VERY POOR Slacksided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
	INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90			N/A	N/A
	BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70			
	VERY BLOCKY- interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets		60	50		
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity			40	30	
	DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces				20	
	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes	N/A	N/A			10

**Εικόνα 18 : Πίνακας και οδηγίες ταξινόμησης της βραχώμαζας με τον δείκτη GSI**



	Strain ε %	Geotechnical issues	Support types
A	Less than 1	Few stability problems and very simple tunnel support design methods can be used. Tunnel support recommendations based upon rock mass classifications provide an adequate basis for design.	Very simple tunnelling conditions, with rockbolts and shotcrete typically used for support.
B	1 to 2.5	Convergence confinement methods are used to predict the formation of a 'plastic' zone in the rock mass surrounding a tunnel and of the interaction between the progressive development of this zone and different types of support.	Minor squeezing problems which are generally dealt with by rockbolts and shotcrete; sometimes with light steel sets or lattice girders are added for additional security.
C	2.5 to 5	Two-dimensional finite element analysis, incorporating support elements and excavation sequence, are normally used for this type of problem. Face stability is generally not a major problem.	Severe squeezing problems requiring rapid installation of support and careful control of construction quality. Heavy steel sets embedded in shotcrete are generally required.
D	5 to 10	The design of the tunnel is dominated by face stability issues and, while two-dimensional finite analyses are generally carried out, some estimates of the effects of forepoling and face reinforcement are required.	Very severe squeezing and face stability problems. Forepoling and face reinforcement with steel sets embedded in shotcrete are usually necessary.
E	More than 10	Severe face instability as well as squeezing of the tunnel make this an extremely difficult three-dimensional problem for which no effective design methods are currently available. Most solutions are based on experience.	Extreme squeezing problems. Forepoling and face reinforcement are usually applied and yielding support may be required in extreme cases.

Εικόνα 19 : Το διάγραμμα του ποσοστού σύγκλισης ως προς τον λόγο  $\sigma_{cm}/\rho_o$  και τα ανάλογα με τις συγκλίσεις, μέτρα υποστήριξης



### 3.3 Μέθοδοι διάνοιξης

Οι μέθοδοι διάνοιξης των σηράγγων χωρίζονται βασικά σε δύο κατηγορίες, την συμβατική και την μηχανοποιημένη διάνοιξη. Συμβατική εννοείται η διάνοιξη με μηχανικά μέσα η εκρηκτικά ενώ μηχανοποιημένη η διάνοιξη με μηχανές ολομέτωπης κοπής ή αλλιώς TBM (Tunnel Boring Machine). Παρακάτω θα περιγραφούν και οι δύο μέθοδοι ενώ θα δοθεί έμφαση στην συμβατική διάνοιξη καθώς προσομοιώνεται ως τέτοια η διάνοιξη στην παρούσα διπλωματική. Δεν θα μπορούσε να προσομοιωθεί διάνοιξη με TBM για την διερεύνηση της υποστήριξης στο μέτωπο καθώς τα TBM εξ ορισμού υποστηρίζουν το μέτωπο κατά την εκσκαφή.

Η επιλογή της μεθόδου γίνεται βάση ενός πλήθους κριτηρίων. Τα TBM έχουν μεγάλο κόστος αγοράς και λειτουργίας αλλά και απαιτείται αρκετός χρόνος και χώρος για την συναρμολόγηση και την αποσυναρμολόγηση τους. Ωστόσο με TBM επιτυγχάνονται μεγάλοι ρυθμοί προχώρησης (>40m/ημέρα) και αυτό τα καθιστά συμφέρουσα επιλογή από οικονομικής άποψης για σήραγγες μεγάλου μήκους. Σε περιπτώσεις όπου η διάνοιξη πρέπει να γίνει σε πολύπλοκο γεωλογικό περιβάλλον με συνεχείς εναλλαγές σχηματισμών με ανομοιογενή μηχανικά χαρακτηριστικά η συμβατική διάνοιξη είναι πιο ευέλικτη. Ενώ υλικά με υψηλές αποξεστικές ιδιότητες θα μπορούσαν να καταστήσουν μη οικονομική την συνεχή αλλαγή κοπτικών. Άλλα κριτήρια όπως η γεωμετρία της διατομής και της σήραγγας, η διάνοιξη σε αστικό περιβάλλον με χαμηλά υπερκείμενα όπου πρέπει να εκμηδενιστούν οι καθιζήσεις στην επιφάνεια, η ασφάλεια του προσωπικού κλπ. πρέπει να αναλυθούν διεξοδικά πριν την επιλογή της καταλληλότερης μεθόδου.

#### 3.3.1 Μηχανοποιημένη μέθοδος διάνοιξης

Τα TBM είναι επιμήκη μηχανήματα όπου το μπροστινό τους μέρος είναι μία περιστρεφόμενη κεφαλή που φέρει κοπτικά εργαλεία. Κατά την περιστροφή της κεφαλής υδραυλικά έμβολα ωθούν μέσω αυτής τα κοπτικά στο έδαφος. Ανάλογα με το αν εκσκάπτεται έδαφος η βράχος στην κεφαλή προσαρμόζονται τα κατάλληλα κοπτικά αλλά επιλέγεται και ο κατάλληλος τύπος μηχανήματος. Τα μηχανήματα που χρησιμοποιούνται για την εκσκαφή σκληρών πετρωμάτων ονομάζονται Hard rock TBMs ενώ σε εδάφη χαμηλής αντοχής χρησιμοποιούνται τα Slurry ή τα EPB TBMs τα οποία έχουν τη δυνατότητα να ακούν πίεση στο μέτωπο ενώ υπάρχουν και άλλοι τύποι TBM όπως Double Shield και Crossover που είναι μηχανήματα με συνδυασμένες λειτουργίες πχ Hard Rock/EPB ή Slurry/EPB.

Τα Hard rock gripper TBMs αναπτύχθηκαν για πρώτη φορά στις Η.Π.Α. από την Robbins το 1960. Στην κεφαλή είναι τοποθετημένοι κοπτικοί δίσκοι που κινούνται σε ομόκεντρους κύκλους και προσβάλλουν το πέτρωμα στο μέτωπο της εκσκαφής. Ρωγμές αναπτύσσονται στη βραχώμαζα ανάμεσα στις τροχιές των δίσκων. Το πέτρωμα αστοχεί

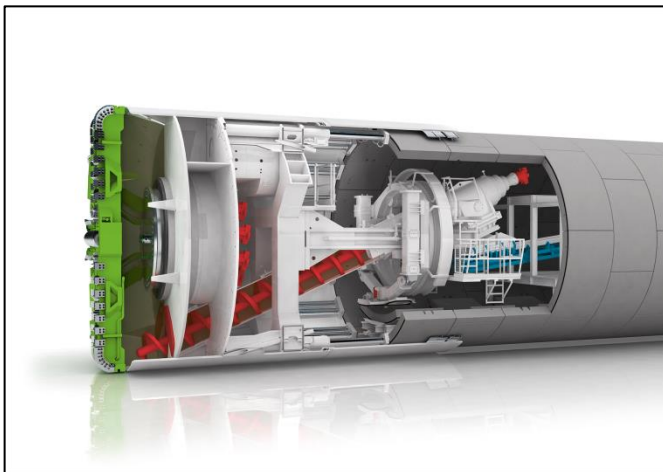
### Κεφάλαιο 3: Σχεδιασμός και Μέθοδοι διάνοιξης Σηράγγων

κυρίως σε εφελκυσμό, τα θραύσματα του πετρώματος πέφτουν στο ανάστροφο τόξο της σήραγγας όπου συλλέγονται από κουβάδες προσαρμοσμένους στα άκρα της κεφαλής και μεταφέρονται σε μία μεταφορική ταινία στο πίσω μέρος της κεφαλής για την απομάκρυνση του υλικού από την κεφαλή. Στη συνέχεια μεταφέρεται είτε με άλλη μεταφορική ταινία είτε με βαγόνια στην έξοδο της σήραγγας όπου και μεταφορτώνεται για να αποθεθεί σε χώρο απόθεσης.

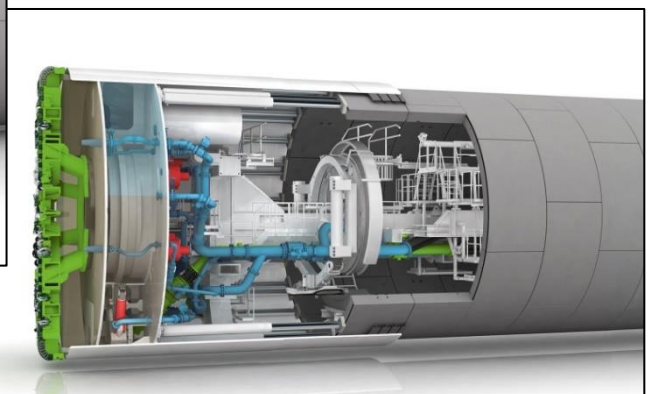


**Εικόνα 20 : Hard Rock TBM (Πηγή:Herrenknecht )**

Τα EPB(Earth Pressure Balance) και Slurry TBMs έχουν τη δυνατότητα να ασκούν πίεση στο μέτωπο εκσκαφής, ισορροπώντας την γεωστατική και υδροστατική πίεση, είτε χρησιμοποιώντας το ίδιο το υλικό εκσκαφής(EPB) είτε χρησιμοποιώντας πολφό μπετονίτη(Slurry). Στα EPB το υλικό εξάγεται από τη κοπτική κεφαλή με τη χρήση ενός ατέρμονα κοχλίου(screw conveyor).



**Εικόνα 22 : EPB TBM (Πηγή:Herrenknecht)**



**Εικόνα 21 : Slurry TBM (Πηγή:Herrenknecht)**

Οι δύο αυτοί τύποι TBMs είναι εξοπλισμένοι με ασπίδα για υποστήριξη της σήραγγας και προστασία του προσωπικού μέχρι να τοποθετηθεί η εσωτερική επένδυση από ροκατασκευασμένα στοιχεία (δαχτυλίδια) καθώς χρησιμοποιούνται κυρίως σε εδαφικούς σχηματισμούς.



**Εικόνα 23 : Δεξιά το EPB TBM Millicent που έσκαψε κάτω από τον Τάμεση τμήμα του κεντρικού αγωγού λημμάτων και πάνω μία από τις θάρδιες που συνέβαλε σε αυτό το ταξίδι. (Πηγή: Γ. Γεωργακόπουλος)**



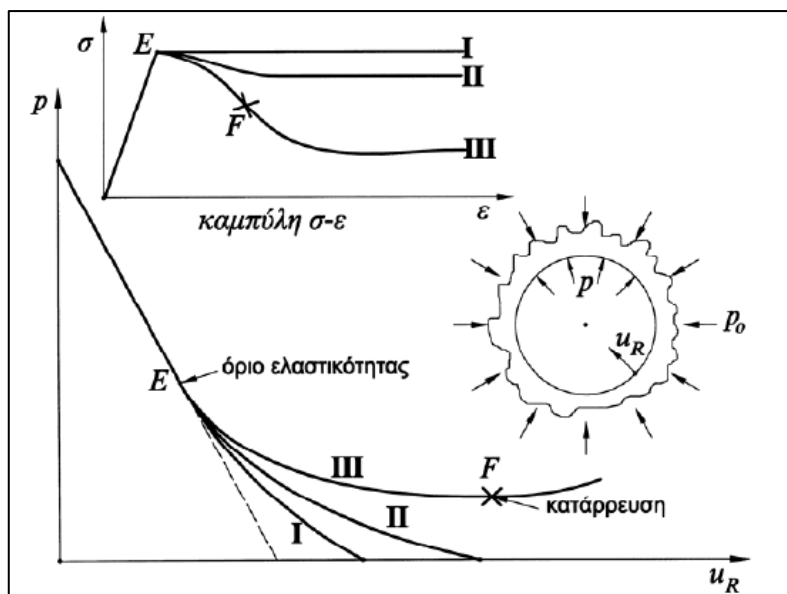
### 3.3.2 Συμβατική Μέθοδος διάνοιξης

Με τον όρο συμβατική μέθοδος διάνοιξης εννοείται η διάνοιξη σηράγγων με συμβατικά μέσα (τσάπες, roadheaders, χειρονακτικά) ή με εκρηκτικά. Στην ιστορία της σηραγγοποιίας εφαρμόστηκαν διάφοροι μέθοδοι για την εκσκαφή υπογείων ανοιγμάτων (χρήση ασπίδας, τμηματική διάνοιξη κλπ.) με σκοπό την επιτυχή αντιμετώπιση των συγκλίσεων του εδάφους. Το μεγάλο βήμα στη διάνοιξη των σηράγγων έγινε την δεκαετία του 1950 , με την αυξανόμενη κατανόηση της συμπεριφοράς των διακλασμένων



πετρωμάτων, την διαθεσιμότητα νέων τεχνικών βραχοήλωσης και την εφαρμογή του εκτοξευόμενου σκυροδέματος (Σοφριανός 2017).

Με την διάδοση της χρήσης του εκτοξευόμενου σκυροδέματος αναπτύχθηκαν και νέες μέθοδοι διάνοιξης. Η πιο διαδεδομένη είναι η NATM(New Austrian Tunneling Method) ή SCL(Sprayed Concrete Lining). Στις αρχές της δεκαετίας του 1960 δημιουργήθηκε από τον Rabcewicz(1962) η «Νέα Αυστριακή Μέθοδος σηράγγων» (NATM) της οποίας η επιστημονική βάση έχει αμφισβητηθεί (Κοναρί 1993) καθώς δεν αποτελούσε ούτε «Νέα» ούτε «Αυστριακή» ούτε «Μέθοδο». Ουσιαστικά οι συγγραφείς της NATM συγκέντρωσαν μεθοδολογίες διάνοιξης που είχαν εφαρμοστεί μέχρι τότε και τις συστηματοποίησαν, εφαρμόζοντας ως μέτρα υποστήριξης τις ηλώσεις/αγκυρώσεις βράχου και το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Η NATM βασίζεται στην αποτόνωση του εδάφους έτσι ώστε η υποστήριξη να παραλάβει μικρότερα φορτία και η ουσιαστική καινοτομία που εφάρμοσε η NATM ήταν η συνεχής παρακολούθηση της συμπεριφοράς του εδάφους με τη χρήση οργάνων και την προσαρμογή της διάνοιξης αναλόγως έτσι ώστε να επιτυγχάνεται η υποστήριξη της σήραγγας με το λιγότερο δυνατό κόστος.



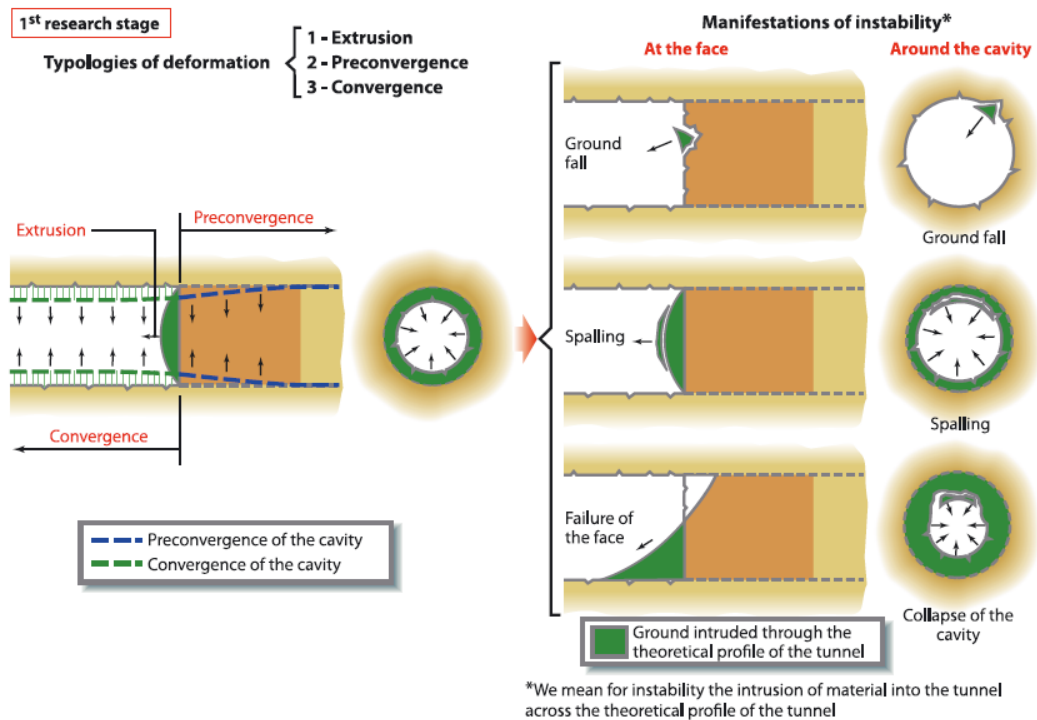
Εικόνα 24 : καμπύλες σύγκλισης-αποτόνωσης για διάφορους τύπους συμπεριφοράς τάσεων-παραμορφώσεων της βραχώμαζας.

(Καθβαδάς Μ, 2012).

Η μέθοδος ADECO-RS άρχισε να αναπτύσσεται από τον Ιταλό καθηγητή Piedro Lunardi. Ο Lunardi επιβεβαίωσε θεωρητικά και πειραματικά ότι οι παραμορφώσεις εντός της σήραγγας οφείλονται στην παραμορφωσιακή συμπεριφορά του «πυρήνα προχώρησης» δηλαδή της γεώμαζας που βρίσκεται μπροστά από το μέτωπο, η οποία έχει κυλινδρικό σχήμα και γεωμετρικά χαρακτηριστικά (ύψος, πλάτος) περίπου ίδια με της σήραγγας.

Η διάνοιξη κατά την ADECO-RS γίνεται ολομέτωπα ώστε να κλείνει γρήγορα ο δακτύλιος . Ταυτόχρονα ο πυρήνας προχώρησης, και κατά συνέπεια το μέτωπο, υποστηρίζονται με αγκύρια fiberglass. Η απόκριση της παραμόρφωσης ξεκινά μπροστά από το μέτωπο και συνίσταται από τρία στοιχεία, την εξώθηση, την προσύγκλιση και την

σύγκλιση. Αν ελεγχθεί η εξώθηση του μετώπου αυτόματα ελέγχονται η σύγκλιση και η προσύγκλιση και ο έλεγχος επιτυγχάνεται αυξάνοντας την δυσκαμψία του πυρήνα.

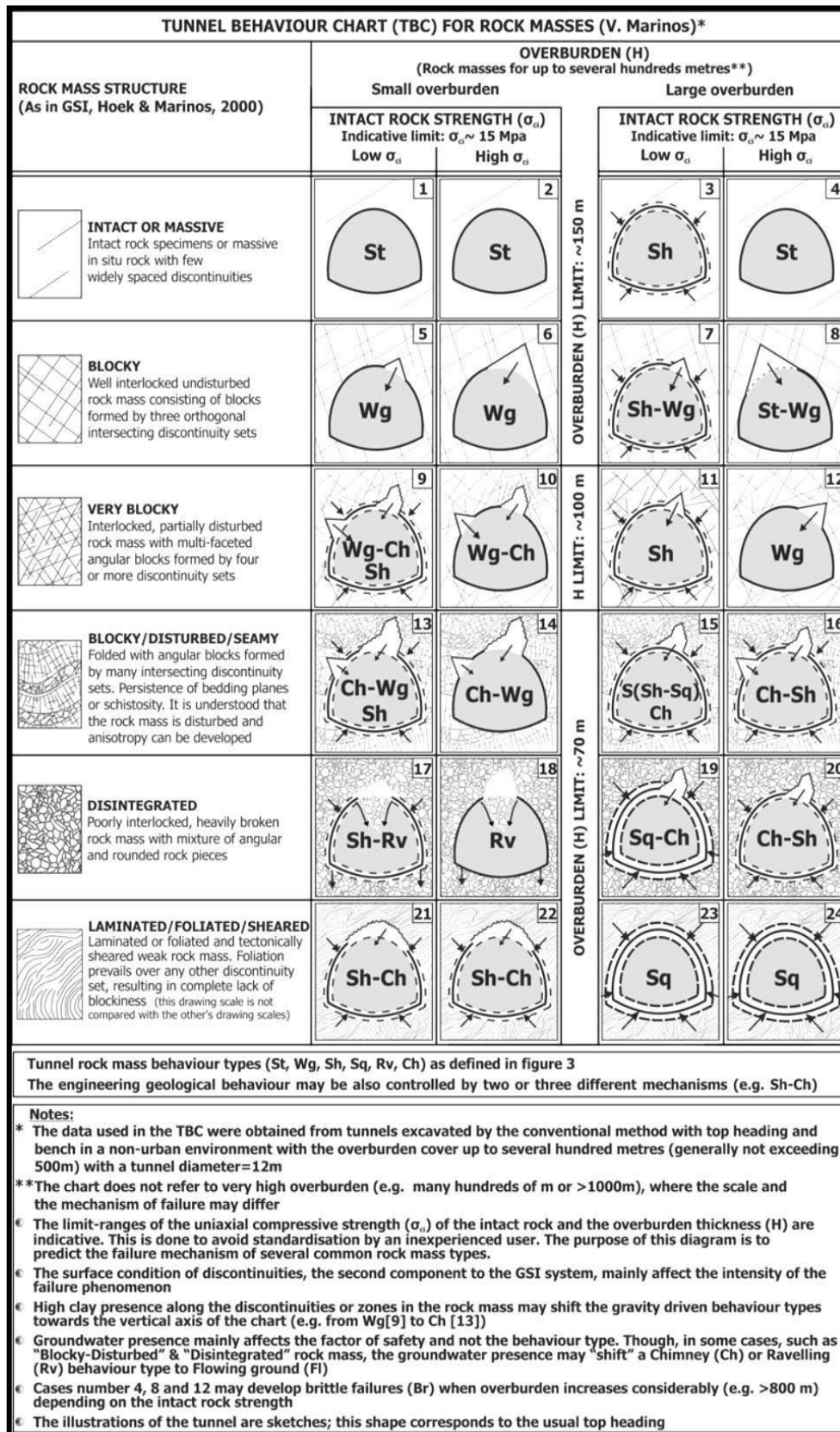


**Εικόνα 25 : Στάδια παραμόρφωσης του πυρήνα προώθησης κατά ADECO-RS. (Lunardi, 2008)**

Προτού επιλεγεί και αποφασιστεί η μέθοδος διάνοιξης θα πρέπει να εκτιμηθούν και περιγραφούν οι ενδεχόμενοι μηχανισμοί αστοχίας. Οι μηχανικές ιδιότητες των γεωλικών σε συνδυασμό με το εκάστοτε εντατικό πεδίο οδηγούν σε διαφορετικούς τύπους συμπεριφοράς του υλικού και μεταφοράς φορτίων στην άμεση υποστήριξη. Οι διαφορετικές συμπεριφορές που εκδηλώνονται χαρακτηρίζονται ως μηχανισμοί αστοχίας και διακρίνονται σε βαρυτικούς, που οφείλονται στο ίδιο το βάρος του τεμάχους και τασικούς, που οφείλονται στο δευτερογενές εντατικό πεδίο. Σε μια σήραγγα, οι δύο μηχανισμοί συνυπάρχουν, ο επικρατέστερος όμως, είναι αυτός που δίνει τον τελικό τύπο αστοχίας.

Με βάση το χαρακτηρισμό της δομής της βραχώμαζας, την αντοχή του άρρηκτου βράχου (σ<sub>ci</sub>) και το ύψος των υπερκείμενων (H) ορίζεται ένα σύστημα εκτίμησης της τεχνικογεωλογικής συμπεριφοράς (TBC – Tunnel Behaviour Chart) (Μαρίνος, 2012):

### Κεφάλαιο 3: Σχεδιασμός και Μέθοδοι διάνοιξης Σηράγγων

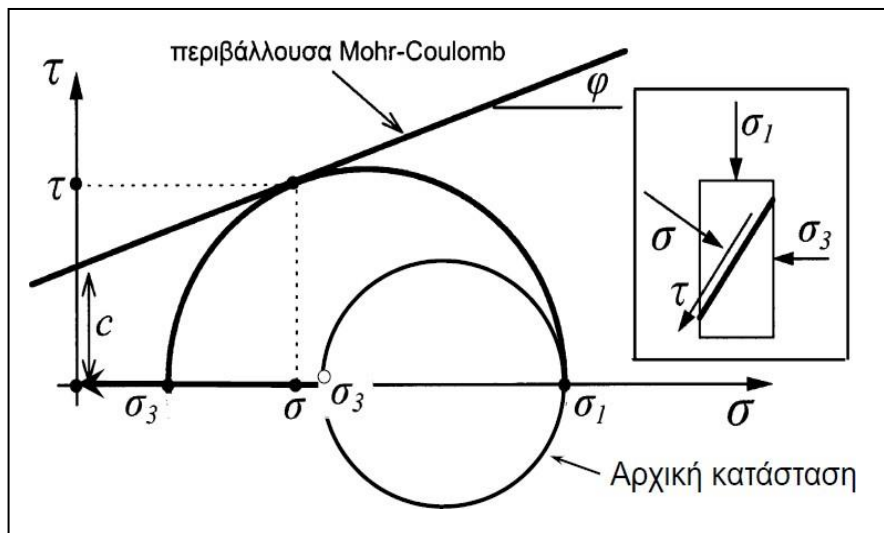


Εικόνα 26 : Tunnel Behavior Chart (Marinos, 2012)

## Κεφάλαιο 4: Ευστάθεια Μετώπου Σηράγγων

### 4.1 Τρόποι αστοχίας

Κατά τη διάνοιξη της σήραγγας, όσο προχωράει η εκσκαφή, η οριζόντια τάση  $\sigma_3$  μπροστά από το μέτωπο της εκσκαφής μειώνεται και τείνει να μηδενιστεί. Ως αποτέλεσμα, η αντοχή της βραχώμαζας  $\sigma_{cm}$  μειώνεται και η κατακόρυφη τάση  $\sigma_1$  αυξάνεται ανάλογα με το βάθος. Ο κύκλος του Mohr πλησιάζει την περιβάλλουσα αστοχίας, όπως φαίνεται και στην Εικόνα 27. Η διατάραξη της ισορροπίας των δυνάμεων έχει ως συνέπεια την εκκίνηση της παραμόρφωσης του εδάφους μπροστά από το μέτωπο της εκσκαφής, στον πυρήνα προώθησης της σήραγγας, προκαλώντας αστοχία του μετώπου εκσκαφής με τη μορφή σφήνας.



Εικόνα 27 : Μεταβολή του τασικού πεδίου κατά την εκσκαφή της σήραγγας έως την αστοχία.

Ο πυρήνας προώθησης παραμορφώνεται τόσο ακτινικά (προσύγκλιση) όσο και παράλληλα με τον διαμήκη άξονα της σήραγγας (εξώθηση). Η ανταπόκριση στη παραμόρφωση του πυρήνα προώθησης εξαρτάται από τα μηχανικά χαρακτηριστικά του εδάφους και την αρχική εντατική κατάσταση. Οι μηχανισμοί αστοχίας του μετώπου είναι παρόμοιοι με αυτούς της διατομής της σήραγγας, δηλαδή είτε τασικού είτε βαρυτικού τύπου [ολίσθηση σφηνών και από το μέτωπο, συνεχής ροή υλικού, που οδηγεί σε απότομη αστοχία μετά το πέρας του χρόνου αυτοϋποστήριξης (καταρροή), ανάπτυξη ασταθούς χοάνης πίσω από το μέτωπο και προς την επιφάνεια του εδάφους («καμινάδα»), αποκολλήσεις πλακών και από το μέτωπο (εκτίναξη πετρωμάτων) κ.ά.] (Παπαδόπουλος, Καζίλης 2010).

Ο Lunardi (2000) υποστήριξε ότι η NATM δεν μπορεί να εφαρμοστεί σε αβαθείς σήραγγες που διανοίγονται κάτω από αστικό περιβάλλον. Αυτό συμβαίνει διότι η NATM έχει σαν βασικό στόχο την ανάπτυξη παραμορφώσεων, έτσι ώστε να μειωθεί η απαιτούμενη πίεση υποστήριξης τόσο όσο χρειάζεται, ώστε να μπορούν να την

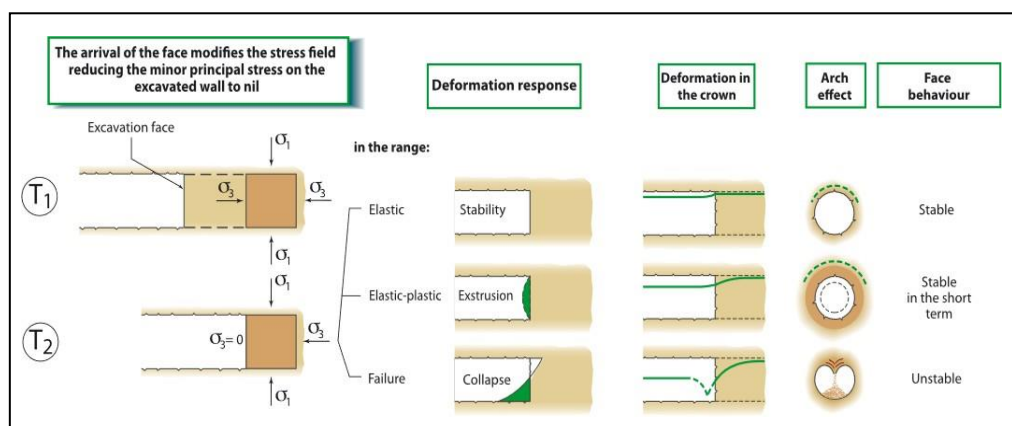


## Κεφάλαιο 4: Ευστάθεια Μετώπου Σηράγγων

προσφέρουν τα μέτρα υποστήριξης, ενώ σε αστικό περιβάλλον το βασικό κριτήριο σχεδιασμού είναι ο περιορισμός των παραμορφώσεων του εδάφους λόγω της διάνοιξης. Η διάνοιξη πραγματοποιείται επιτυχώς σε δυσμενείς συνθήκες, όταν πραγματοποιείται διατήρηση της ευστάθειας μετώπου μέσω του περιορισμού των μετατοπίσεων του πυρήνα προώθησης, δηλαδή του όγκου εδάφους μπροστά από το μέτωπο σε απόσταση έως και μία περίπου διάμετρο.

Από έρευνες που διεξήγαγε, σε μια σειρά από υπό κατασκευή σήραγγες παρατήρησε την ύπαρξη σύνδεσης μεταξύ της παραμορφωσιακής συμπεριφοράς του μετώπου εκσκαφής και των τοιχωμάτων της σήραγγας και κατέληξε σε τρεις βασικές καταστάσεις που μπορεί να προκύψουν:

- i. Αν η προοδευτική απομείωση της  $\sigma_3$  δημιουργεί παραμορφώσεις στο ελαστικό φάσμα, τότε το μέτωπο της εκσκαφής θα παραμείνει σταθερό με περιορισμένη και απολύτως αμελητέα παραμόρφωση και δεν χρήζει καμίας υποστήριξης.
- ii. Αν οι παραμορφώσεις στον πυρήνα προώθησης είναι ελαστοπλαστικές, τότε το μέτωπο έχει μικρό χρόνο αυτοϋποστήριξης, με συνέπεια να χρειάζεται η εφαρμογή μέτρων υποστήριξης κατά την εκσκαφή.
- iii. Ενώ, αν ο πυρήνας προώθησης παραμορφώνεται πλαστικά, τότε χρειάζεται βελτίωση των εδαφικών μηχανικών χαρακτηριστικών προτού ξεκινήσει η εκσκαφή.



**Εικόνα 28 : Παραμορφώσεις του πυρήνα προώθησης ανάλογα την συμπεριφορά του εδάφους.**

Η βελτίωση της ευστάθειας του μετώπου επιτυγχάνεται με κατάλληλα μέτρα υποστήριξης, τα οποία είτε οδηγούν στην απομάκρυνση του κύκλου Mohr από την αστοχία (αύξηση της πλευρικής τάσης  $\sigma_3$  ή μείωση της κατακόρυφης τάσης  $\sigma_1$ ), είτε στην μετατόπιση της περιβάλλουσας αστοχίας Mohr-Coulomb προς τα επάνω, με βελτίωση των εδαφικών χαρακτηριστικών, δηλαδή αύξηση της συνοχής  $c$ .



## 4.2 Τρόποι αντιμετώπισης

Όπως αναφέρθηκε σε προηγούμενη ενότητα, η υποστήριξη του μετώπου, ώστε να αποφευχθούν φαινόμενα αστοχίας, έχει ως σκοπό είτε την απομάκρυνση του κύκλου Mohr από την αστοχία (αύξηση της πλευρικής τάσης  $\sigma_3$  ή μείωση της κατακόρυφης τάσης  $\sigma_1$ ), είτε την μετατόπιση της περιβάλλουσας αστοχίας Mohr-Coulomb προς τα επάνω. Μερικοί από τους πιο συνήθεις τρόπους ενίσχυσης για την βελτίωση της ευστάθειας του μετώπου είναι:

- Η ενίσχυση του μετώπου με αγκύρια από υαλόνημα (fiberglass) για τη διατήρηση υψηλής τιμής της  $\sigma_3$ .
- Η πραγματοποίηση εκσκαφής με μηχανήμα TBM, το οποίο ασκεί ταυτόχρονη πίεση στο μέτωπο για τη διατήρηση υψηλής τιμής της  $\sigma_3$ .
- Η τοποθέτηση άκαμπτων δοκών προπορείας στη στέψη (forepoling) για τη μείωση της τιμής της  $\sigma_1$ .
- Η τοποθέτηση κατακόρυφων αγκυρίων από την επιφάνεια για τη μείωση της τιμής της  $\sigma_1$ .
- Η χρήση συνεχών ομπρελών προστασίας (jet grouting, pre-excavation) για τη μείωση της τιμής της  $\sigma_1$ .
- Η αύξηση της αντοχής του πετρώματος με τη χρήση τσιμεντενέσεων, παγώματος (freezing) και αποστράγγισης στην περίπτωση που υπάρχει νερό υπό πίεση.
- Η βελτίωση της ευστάθειας στην οροφή (ravelling) με τη χρήση ράβδων προπορείας (spiling).
- Η πραγματοποίηση της εκσκαφής σε πολλαπλές φάσεις (τμηματική εκσκαφή) για μείωση των διαστάσεων του μετώπου.

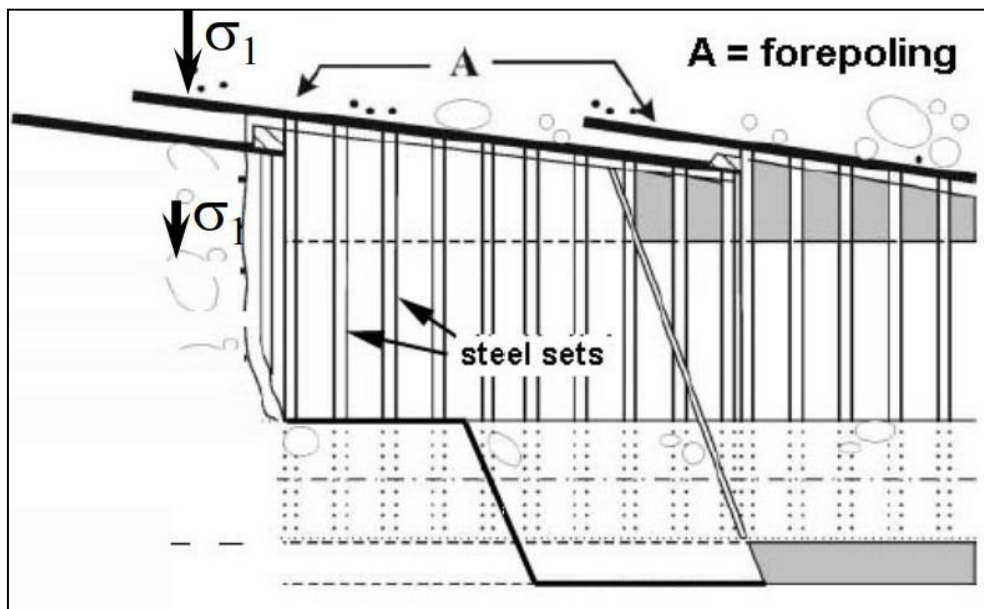
Η υποστήριξη του μετώπου στην παρούσα μελέτη πραγματοποιήθηκε με τη χρήση αγκυρίων από υαλόνημα (fiberglass) και δοκών προπορείας (forepoling), ενώ εξετάστηκε τόσο η μεμονωμένη χρήση fiberglass, όσο και ο συνδυασμός και των δύο μεθόδων υποστήριξης.

### 4.3 Υποστήριξη του μετώπου εκσκαφής σηράγγων

#### 4.3.1 Προϋποστήριξη μετώπου εκσκαφής με δοκούς προπορείας

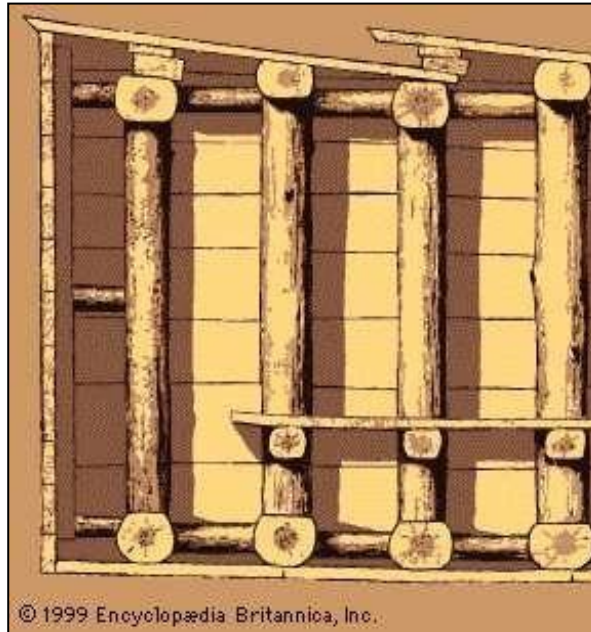
Μία από τις πιο παλαιές μεθόδους για την εξασφάλιση του μετώπου εκσκαφής υπόγειων ανοιγμάτων είναι η προϋποστήριξη αυτού με στοιχεία – δοκούς μεγάλου μήκους. Με τον τρόπο αυτό εξασφαλίζεται η προστασία του μετώπου εκσκαφής, λόγω της συγκράτησης της υπερκείμενης μάζας εμπροσθεν του μετώπου εκσκαφής, ώστε να αποφευχθεί η αστοχία του υπό μορφή αποκόλλησης σφήνας εδαφικού υλικού.

Ο μηχανισμός υποστήριξης της ομπρέλας δοκών προπορείας είναι η υποστήριξη του μετώπου εκσκαφής τόσο κατά τη διαμήκη διεύθυνση της σήραγγας όσο και κατά την εγκάρσια διεύθυνση, δημιουργώντας ένα τοξωτής μορφής κέλυφος υποστήριξης. Οι δοκοί προπορείας λειτουργούν ως αμφιέριστες δοκοί οι οποίες παραλαμβάνουν μέρος της άνωθεν γεωστατικής φόρτισης. Μπροστά από το μέτωπο εκσκαφής οι δοκοί στηρίζονται στην αδιατάρακτη βραχώμαζα, ενώ πίσω από αυτό στηρίζονται σε μεταλλικά πλαίσια (Εικόνα 29). Με την ανάληψη φορτίου από τις δοκούς, επιτυγχάνεται ο περιορισμός των εδαφικών καθιζήσεων, η αύξηση ευστάθειας μετώπου, η δυνατότητα εκσκαφής μεγαλύτερης διατομής άρα και χρησιμοποίησης μεγαλύτερων μηχανημάτων, με αποτέλεσμα την ταχύτερη προχώρηση.



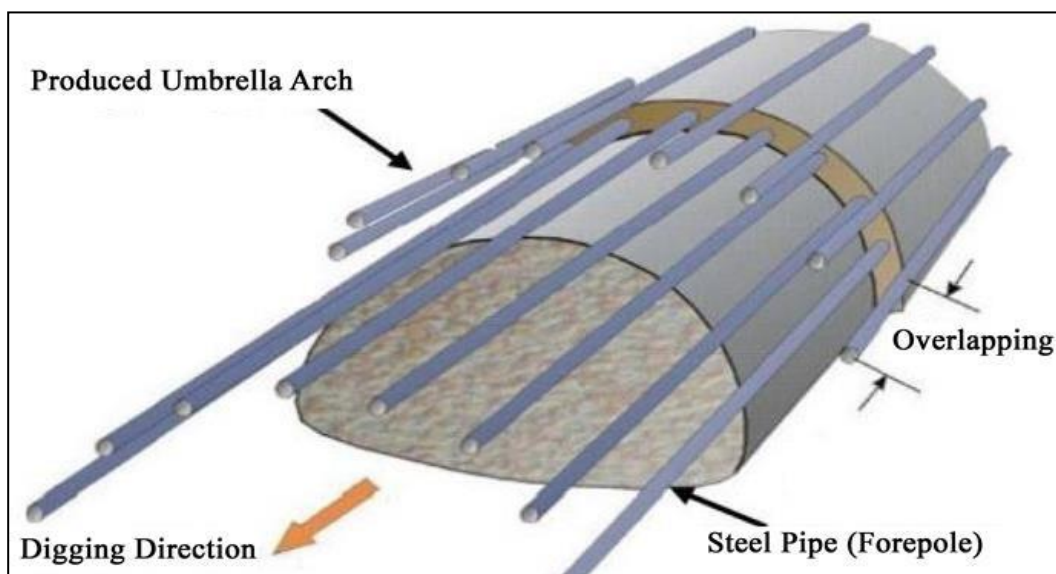
Εικόνα 29 : Μηχανισμός λειτουργίας ομπρέλας δοκών προπορείας.

Οι δοκοί προπορείας στα πρώτα στάδια εφαρμογής τους σε υπόγεια ορυχεία και μεταλλεία αποτελούνταν από κορμούς δέντρων ή σιδηροτροχιές, οι οποίες στηρίζονταν πάνω στην ξύλινη υποστήριξη της στοάς, όπως παρουσιάζεται στην Εικόνα 30.



Εικόνα 30 : Πρώτη εφαρμογή δοκών προπορείας με κορμούς δένδρων (Πηγή: Britannica).

Σήμερα, οι δοκοί προπορείας είναι κοίλες κυκλικές μεταλλικές διατομές διαμέτρου από 70 έως 193.7mm και πάχους μεταξύ 5 έως 10mm. Το μήκος των δοκών αυτών είναι 12m, όσο και το μήκος του container μεταφοράς τους. Η ομπρέλα των δοκών προπορείας τοποθετείται στην στέψη της σήραγγας, σχηματίζοντας ένα τόξο 120°. Οι δοκοί τοποθετούνται σε μια αξονική απόσταση μεταξύ τους, που κυμαίνεται από 40 έως 60cm, ενώ μεταξύ δύο διαδοχικών ομπρελών δοκών προπορείας (forepole umbrella), υπάρχει μια περιοχή αλληλοεπικάλυψης (overlap area), της τάξης των 3 – 4m, όπως φαίνεται στην Εικόνα 31.

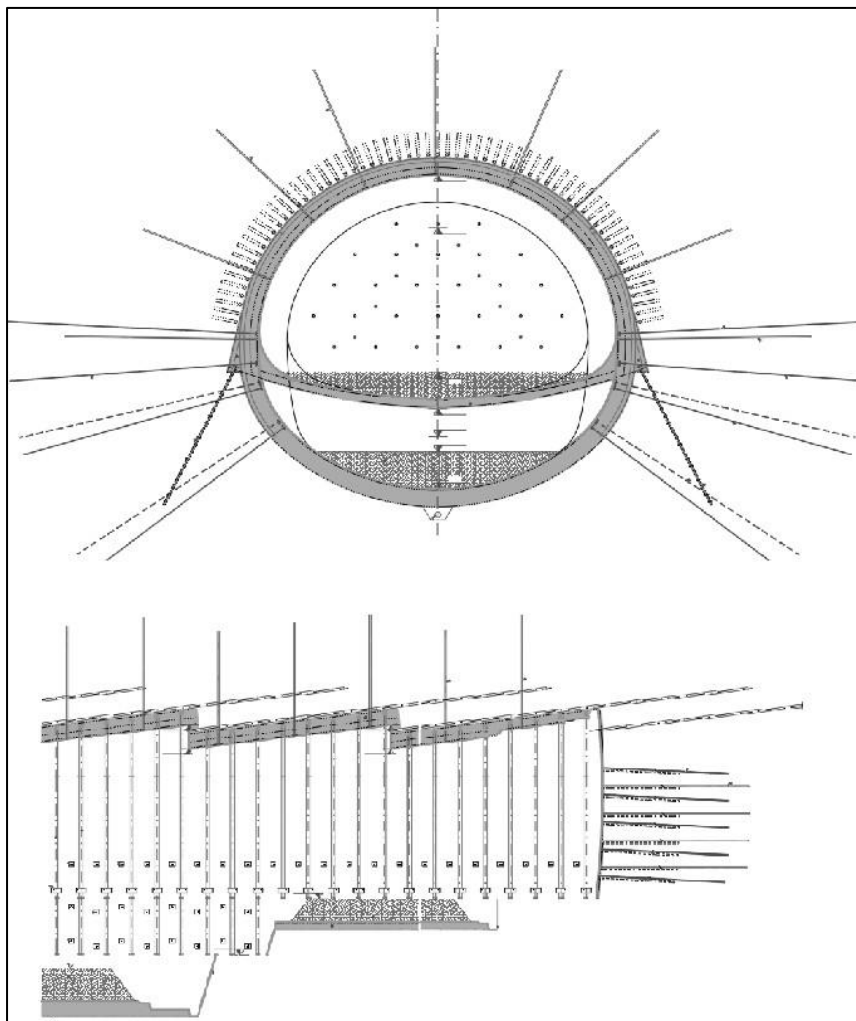


Εικόνα 31 : Διάταξη ομπρέλας δοκών προπορείας (Πηγή: Hoek 2004).

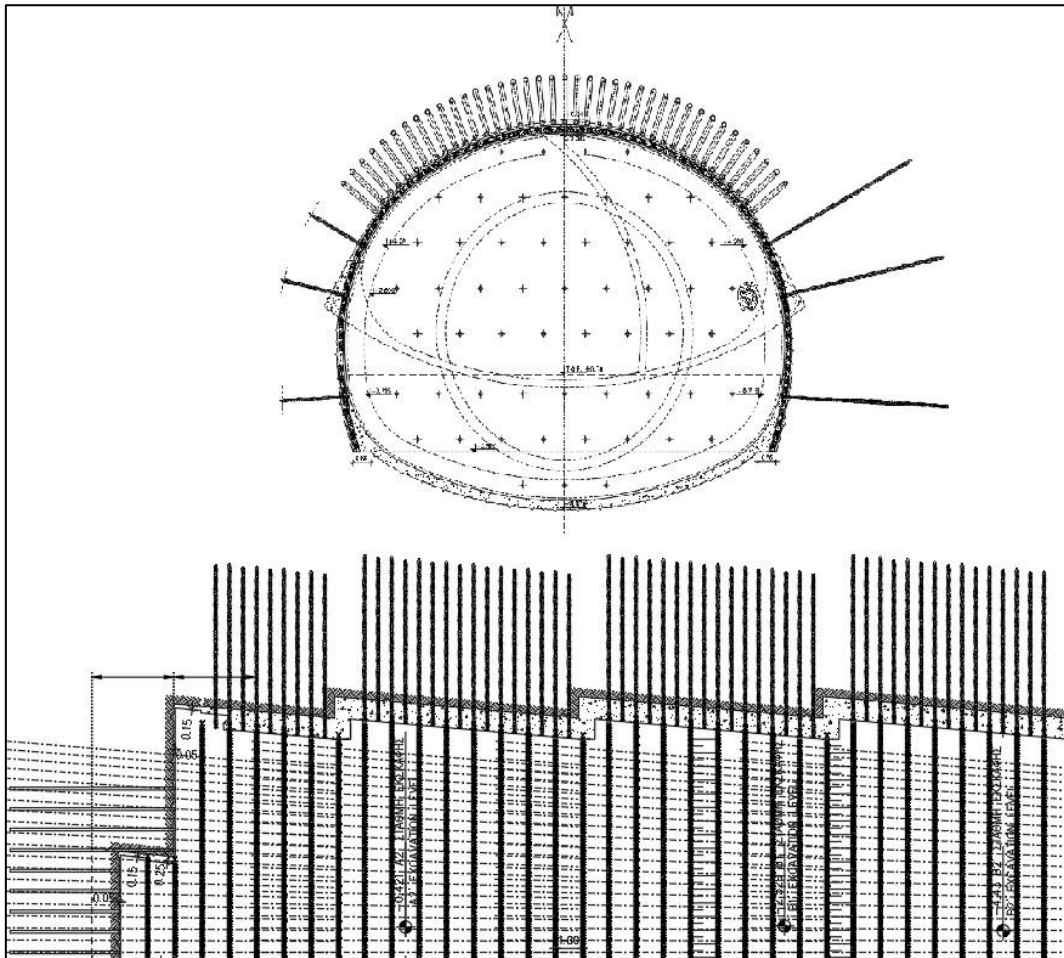
## Κεφάλαιο 4: Ευστάθεια Μετώπου Σηράγγων

Στην Ελλάδα, η συνήθης πρακτική στην μέχρι σήμερα εφαρμογή δοκών προπορείας σε υπόγεια έργα (Αττικό Μετρό, Εγνατία Οδός, Ολυμπία Οδός κ.λπ.) είναι η τοποθέτηση δοκών  $\Phi 114/101$  ή  $\Phi 139.7/125.7$  σε αξονική απόσταση 30-40cm και σε ένα μήκος αλληλοεπικάλυψης της τάξης των 3-4m.

Χαρακτηριστικό παράδειγμα εφαρμογής αποτελεί η σιδηροδρομική σήραγγα Παναγοπούλας με εφαρμογή δοκών προπορείας  $\Phi 114/101$  σε αξονική απόσταση 30cm με αλληλοεπικάλυψη δοκών 4m, όπως παρουσιάζεται στην Εικόνα 32, και κατά την εκσκαφή σήραγγας σταθμού της επέκτασης της Γραμμής 3 προς Πειραιά του Αττικού Μετρό, με εφαρμογή ομπρέλας δοκών προπορείας  $\Phi 168.3/158.3$  σε αξονική απόσταση 40cm με αλληλοεπικάλυψη δοκών 3m, όπως παρουσιάζεται στην Εικόνα 33.



**Εικόνα 32 : Εφαρμογή ομπρέλας δοκών προπορείας στην σιδηροδρομική σήραγγα Παναγοπούλας.**



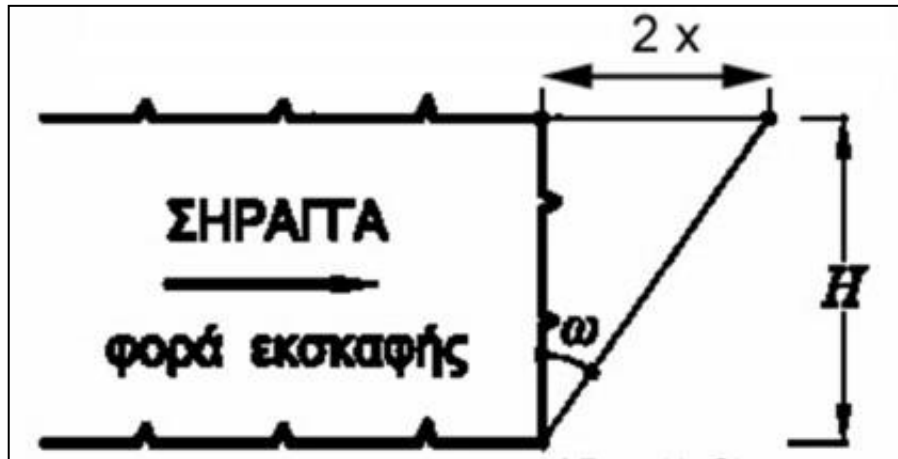
Εικόνα 33 : Εφαρμογή ομπρέλας δοκών προπορείας σε υπόγειο έργο της Αττικό Μετρό

Για την εφαρμογή τους, δεν υπάρχει κάποια σαφής τεχνική, ως προς τα βέλιστα χαρακτηριστικά τοποθέτησής τους. Η συνήθης πρακτική για την εύρεση του βέλτιστου μήκους δοκού (αλληλοεπικάλυψης) είναι η κάλυψη από το δοκάρι της περιοχής της σφήνας ολίσθησης στο μέτωπο εκσκαφής. Το μήκος αυτό ( $x$ ) μπορεί να υπολογιστεί από την ακόλουθη σχέση:

$$x = H \times \tan(\omega)$$

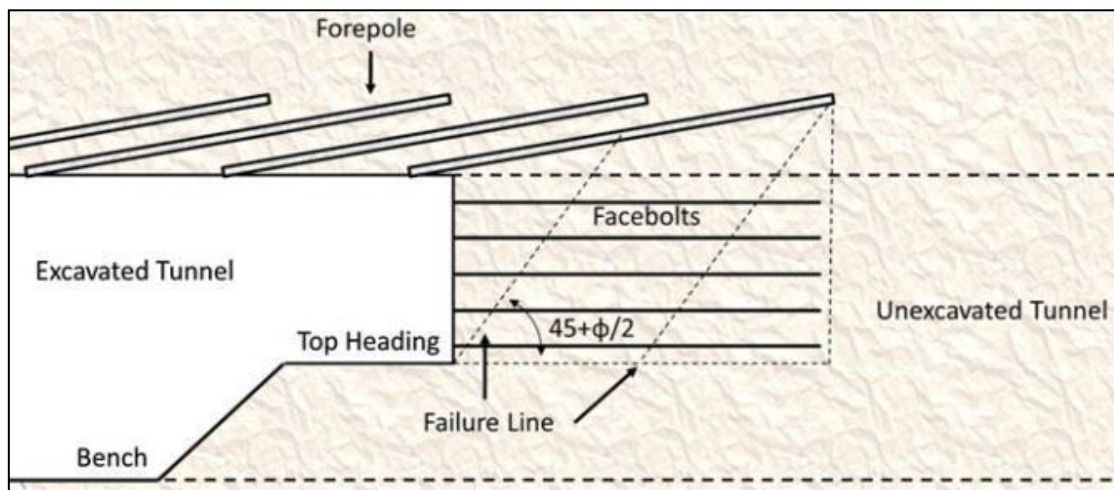
Η γωνία  $\omega$ , όπως παρουσιάζεται στην Εικόνα 34 είναι η γωνία που σχηματίζει το μέτωπο με το πιθανό επίπεδο ολίσθησης. Σε κάθε περίπτωση, θα πρέπει να λαμβάνεται μήκος αλληλοεπικάλυψης μεταξύ των δοκών προπορείας μεγαλύτερο από την απόσταση  $x$ .



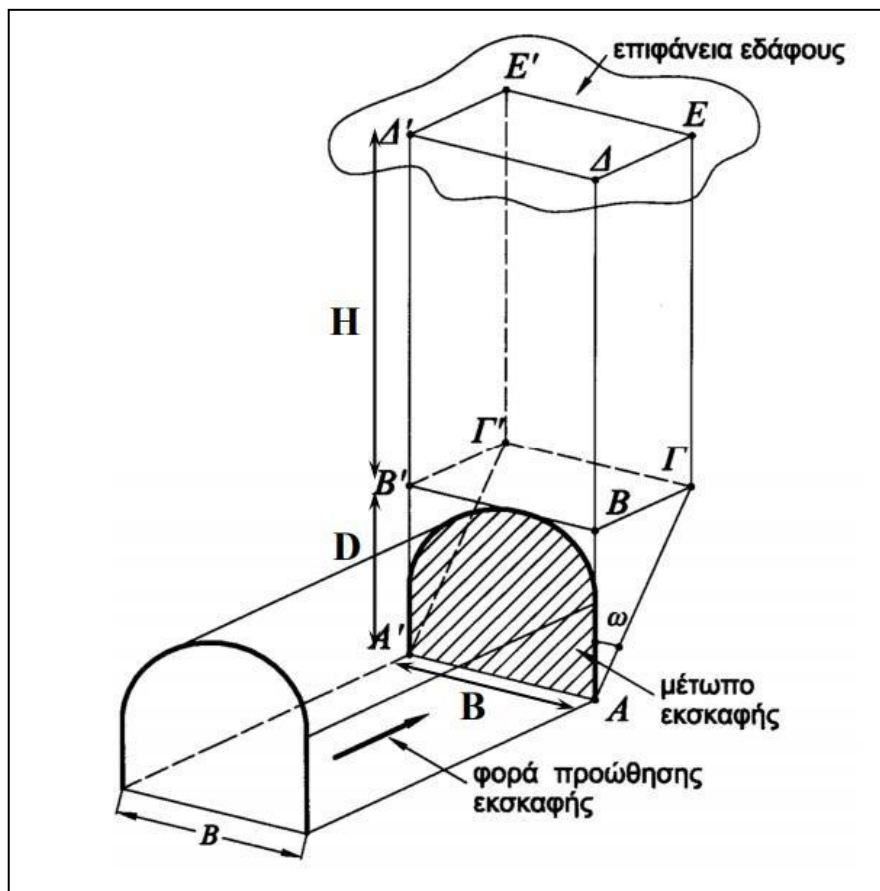


Εικόνα 34 : Κρίσιμη γωνία αστοχίας μετώπου εκσκαφής (Πηγή: Καθβαδάς Μ.).

Η κρίσιμη γωνία ολίσθησης  $\omega$  μπορεί να υπολογιστεί με εφαρμογή της μεθόδου Rankine, όπου η γωνία  $\omega$  συσχετίζεται με την γωνία τριβής του εδάφους, σύμφωνα με την σχέση  $\omega = 45^\circ - \frac{\phi}{2}$ , όπως παρουσιάζεται στη Εικόνα 35, ή με την εφαρμογή της μεθόδου Κοναρί – Αναγνωστόπουλου για την εύρεση της δυσμενέστερης γωνίας ολίσθησης, όπως παρουσιάζεται στην Εικόνα 18.



Εικόνα 35 : Εφαρμογή της μεθόδου Rankine για την εύρεση του μήκους αλληλοεπικάλυψης δοκών προπορείας (Πηγή: Marinos V.).



Εικόνα 36 : Εφαρμογή της μεθόδου Κοναρί – Αναγνωστού για την εύρεση του μήκους αλληλοεπικάλυψης δοκών προπορείας (Πηγή: Καββαδάς Μ.).

Επίσης, κατά την διαστασιολόγηση των δοκών προπορείας, θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη ότι η δοκός μπορεί να παραλάβει τα υπερκείμενα φορτία χωρίς να διαρρεύσει, δηλαδή θα πρέπει η μέγιστη αναπτυσσόμενη ροπή κάμψης στην δοκό να μην είναι μεγαλύτερη από την ροπή κάμψης που μπορεί να παραλάβει.

Για την τοποθέτηση των δοκών προπορείας στην στέψη της σήραγγας, χρησιμοποιείται ειδικός διατρητικός εξοπλισμός, όπως παρουσιάζεται στην Εικόνα 37. Η διάτρηση πραγματοποιείται είτε με τα διατρητικά στελέχη του μηχανήματος είτε με αυτοδιάτρητες δοκούς προπορείας σε ασθενή εδάφη. Η τοποθέτηση των δοκών γίνεται με μια μικρή κλίση ως προς το οριζόντιο επίπεδο της τάξης των  $4^\circ - 12^\circ$ , ώστε να μπορεί να διασφαλιστεί η κατασκευή της αμέσως επόμενης ομπρέλας. Στο τέλος της διαδικασίας διάτρησης και τοποθέτησης, εισπιέζεται τσιμεντένεμα στο εσωτερικό τους, ώστε να ενισχύσουν το περιβάλλον εδαφικό υλικό.

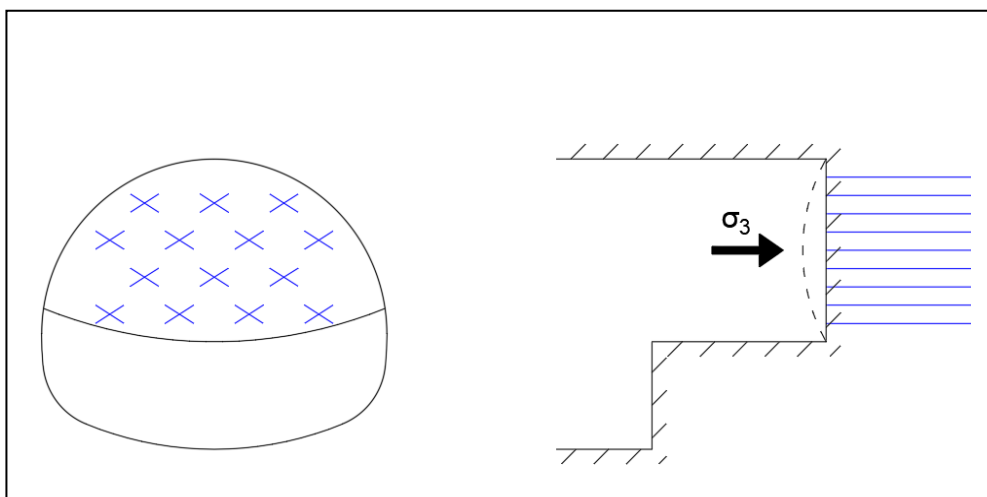


Εικόνα 37 : Διαδικασία κατασκευής ομπρέλας δοκών προπορείας (Πηγή: Γεωργίου Δ.).

### 4.3.2 Προϋποστήριξη μετώπου εκσκαφής με αγκύρια μετώπου fiberglass

Για να επιτευχθεί ευστάθεια του μετώπου εκσκαφής, μπορεί να αυξηθεί η τάση  $\sigma_3$ , εξασφαλίζοντας μία πίεση συγκράτησης σε αυτό.

Τα αγκύρια μετώπου fiberglass αποτελούν συνήθως ορθογωνικά στοιχεία από υαλόνημα, τα οποία τοποθετούνται στο μέτωπο εκσκαφής και προσφέρουν παθητική



Εικόνα 38 : Μηχανισμός λειτουργίας αγκυρίων μετώπου fiberglass

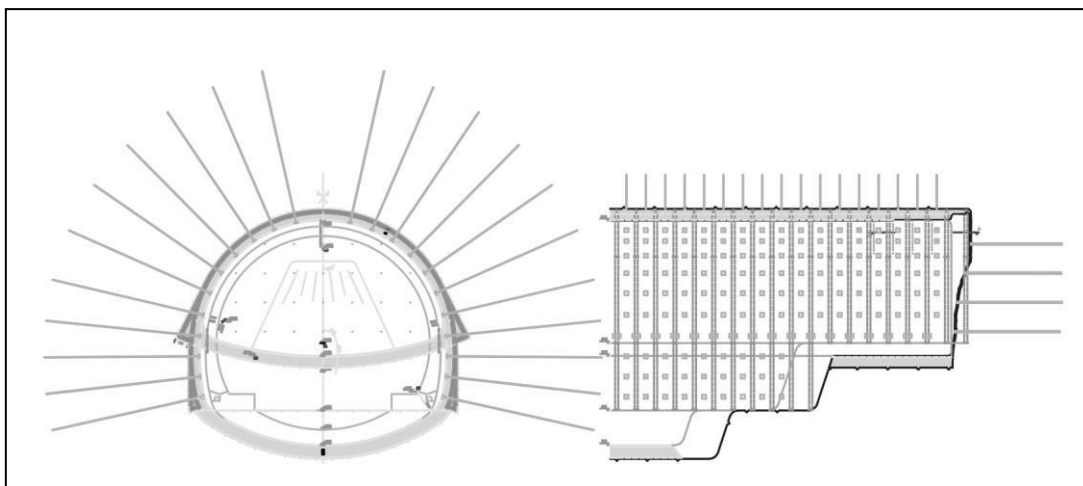
προστασία και συγκράτηση του μετώπου έναντι αστοχίας, λόγω της προκαλούμενης εξώθησης. Τα αγκύρια αυτά λόγω του υλικού τους έχουν μεγάλη εφελκυστική αντοχή και



ελαστικότητα. Καθώς το μέτωπο τείνει να παραμορφωθεί προς το εσωτερικό της σήραγγας, τα αγκύρια αυτά τα οποία έχουν πακτωθεί σε ισχυρό έδαφος μακριά από το μέτωπο, ανθίστανται στην προκαλούμενη παραμόρφωση του εδαφικού υλικού και λόγω της συνάφειας με το περιβάλλον εδαφικό υλικό, αναπτύσσονται οι κατάλληλες διατμητικές τάσεις και τριβές και το μέτωπο συγκρατείται. Ουσιαστικά με τον τρόπο αυτό ασκείται μια εσωτερική πίεση  $\sigma_3$  στο μέτωπο εκσκαφής, όπου αρχικά η τάση  $\sigma_3=0$ , και έτσι συγκρατείται, όπως παρουσιάζεται στην Εικόνα 38

Η συνήθης πρακτική τοποθέτησης και διαστασιολόγησης αυτών των αγκυρίων είναι να μπορούν να προσφέρουν αυτή την τάση  $\sigma_3$  στο μέτωπο εκσκαφής χωρίς να διαρρεύσουν. Στα περισσότερα υπόγεια έργα, που έχουν κατασκευαστεί στην Ελλάδα, τα αγκύρια αυτά τοποθετούνται σε τετραγωνικούς καννάβους στο μέτωπο εκσκαφής, με πυκνότητες 1 αγκύριο /  $4\text{m}^2$  σε καλά εδάφη έως 1 αγκύριο /  $1\text{m}^2$  σε ασθενή εδάφη. Στις περισσότερες περιπτώσεις, χρησιμοποιούνται αγκύρια ορθογωνικής διατομής φέρουσας ικανότητας 150 – 200kN.

Τα αγκύρια αυτά, όπως και οι δοκοί προπορείας, έχουν ένα μήκος αλληλοεπικάλυψης μεταξύ τους (overlap area), ώστε να εξασφαλίζεται η συγκράτηση του όγκου – σφήνας στο μέτωπο εκσκαφής που τείνει να ολισθήσει. Το μήκος αυτής της αλληλοεπικάλυψης υπολογίζεται με τον ίδιο τρόπο που υπολογίζεται και το μήκος αλληλοεπικάλυψης στους δοκούς προπορείας, όπως έχει περιγράψει στην προηγούμενη ενότητα, με τις μεθόδους Rankine και Koniari – Anagnostou. Το μήκος αυτό στην πλειοψηφία των υπόγειων έργων στον ελλαδικό χώρο κυμαίνεται από 3 – 4m. Η μόνη αναφορά που γίνεται στο μήκος αυτό, κάνει λόγο για μήκος αλληλοεπικάλυψης 6m με πυκνότητα αγκυρίων 1 αγκύριο /  $\text{m}^2$ , κατά την εφαρμογή της μεθόδου διάνοιξης ADECO – RS.



**Εικόνα 39 : Υποστήριξη μετώπου εκσκαφής με αγκύρια fiberglass στην οδική σήραγγα Όθρυος (Πηγή: Γραφείο Μάλλιου Α.Ε.).**

Χαρακτηριστικό παράδειγμα αποτελεί η προσωρινή υποστήριξη της οδικής σήραγγας Όθρυος του αυτοκινητόδρομου E65, με εφαρμογή αγκυρίων μετώπου fiberglass,

## Κεφάλαιο 4: Ευστάθεια Μετώπου Σηράγγων

φέρουσας ικανότητας 160 kN, πυκνότητας 1 αγκυρίου / 1.5 m<sup>2</sup>, με αλληλοεπικάλυψη 4m, όπως παρουσιάζεται στην Εικόνα 39.

Η τοποθέτηση των αγκυρίων στο μέτωπο εκσκαφής γίνεται με κατασκευή διατρημάτων από διατρητικό φορείο τύπου Jumbo και στην συνέχεια εντός των οπών τοποθετούνται τα αγκύρια με παρουσία τσιμεντενέματος, όπως παρουσιάζεται στην Εικόνα 40.



**Εικόνα 40 : Μέτωπο εκσκαφής υποστηριγμένο με αγκύρια fiberglass (Πηγή: Γεωργίου Δ.).**

Το αγκύριο fiberglass αποτελείται από μια πλάκα από υαλονήματα, επιστρωμένη με χαλαζιακή άμμο, έναν κεντραδόρο και ένα σωληνάκι ενεμάτωσης. Η πλάκα έχει αρκετά μεγάλη επιφάνεια, έτσι ώστε να επιτυγχάνεται αρκετή συνάφεια μεταξύ αυτής και του περιβάλλοντος ενέματος. Η χαλαζιακή άμμος ενισχύει επίσης τις δυνάμεις τριβής, που αναπτύσσονται κατά μήκος τους αγκυρίου. Ο κεντραδόρος χρησιμοποιείται για τη σωστή και ευθύγραμμη τοποθέτηση του αγκυρίου εντός του διατρήματος, ενώ μέσα από το σωληνάκι εισπνέζεται το ένεμα, το οποίο μόλις φτάσει στην άλλη άκρη του σωλήνα, δηλαδή στο τέλος του διατρήματος, ξεχειλίζει και αρχίζει να πληρώνει το διάτρημα από το τέλος του προς την αρχή του. Η παραπάνω διάταξη παρουσιάζεται στην Εικόνα 41.

Συχνά, για να εξασφαλιστεί μεγαλύτερος συντελεστής ευστάθειας μετώπου εκσκαφής και, ειδικά σε περιπτώσεις ασθενών εδαφικών υλικών, χρησιμοποιείται συνδυασμός αγκυρίων μετώπου fiberglass και ομπρέλας δοκών προπορείας forepoling, όπως παρουσιάζεται στην Εικόνα 41.



**Εικόνα 41 : Αγκύρια fiberglass ορθογωνικής διατομής με κεντραδώρο (Πηγή: Γεωργίου Δ.).**



**Εικόνα 42 : Μέτωπο εκσκαφής με συνδυασμό υποστήριξης από αγκύρια μετώπου fiberglass και δοκούς προπορείας (Πηγή: Γεωργίου Δ.).**

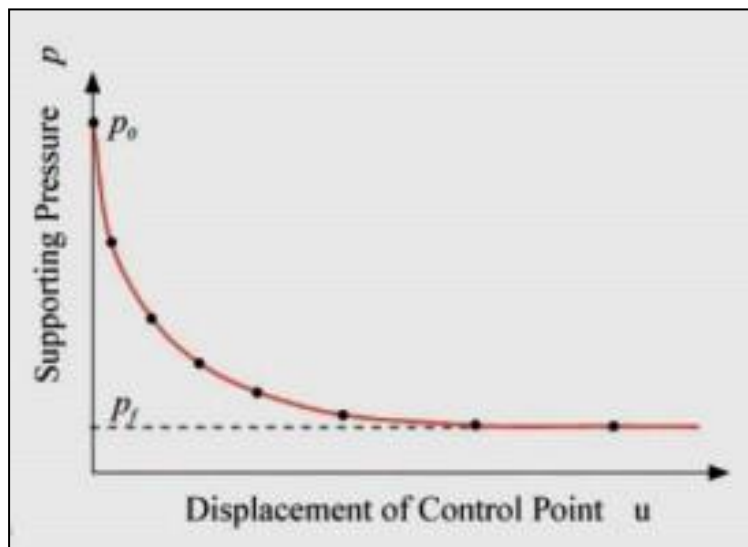
### 4.4 Προηγούμενες έρευνες

#### 4.4.1 Vermeer

Οι Vermeer et al. (2002), χρησιμοποιώντας το λογισμικό Plaxis, πραγματοποίησαν τρισδιάστατες αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων, με σκοπό να διερευνήσουν την ευστάθεια του μετώπου εκσκαφής σηράγγων. Συγκεκριμένα, διερευνήθηκε η συσχέτιση της ελάχιστης απαιτούμενης πίεσης μετώπου  $p_f$ , με τη συνοχή  $c$ , τη γωνία τριβής  $\phi$ , τη διάμετρο της σήραγγας και το βάθος εκσκαφής  $H$ . Η πίεση αυτή για στραγγιζόμενες συνθήκες δίνεται από τη σχέση :

$$p_f = -c * N_c + q * N_q + \gamma * D * N_\gamma$$

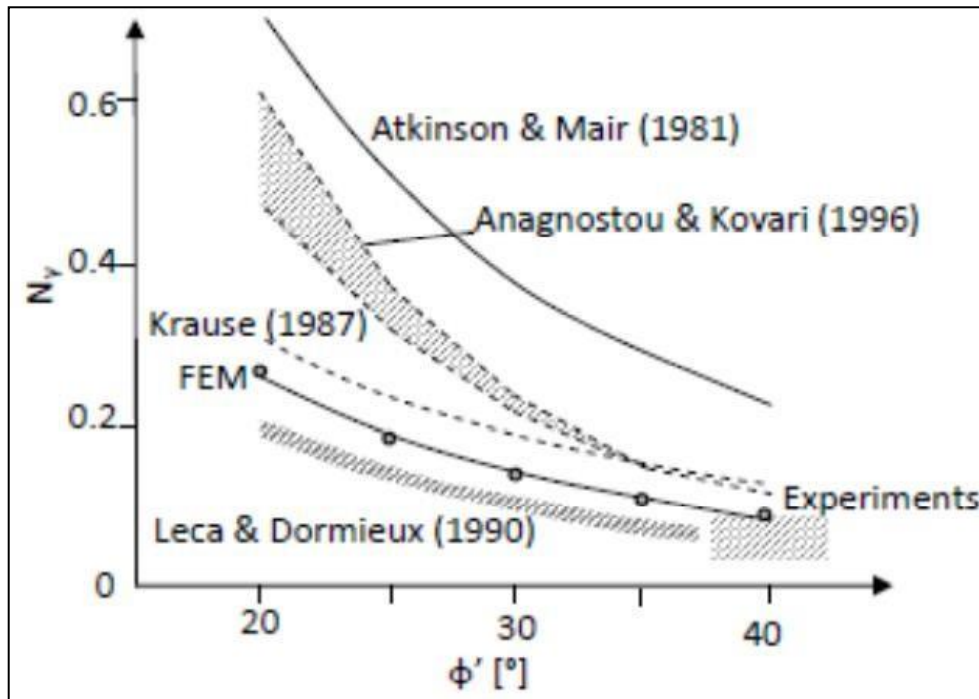
όπου  $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$  συντελεστές ευστάθειας για τη συνοχή και  $q$  η τυχούσα επιφόρτιση στην επιφάνεια του εδάφους και το βάρος του εδάφους.



Εικόνα 43 : Διάγραμμα πίεσης υποστήριξης - εξώθησης μετώπου

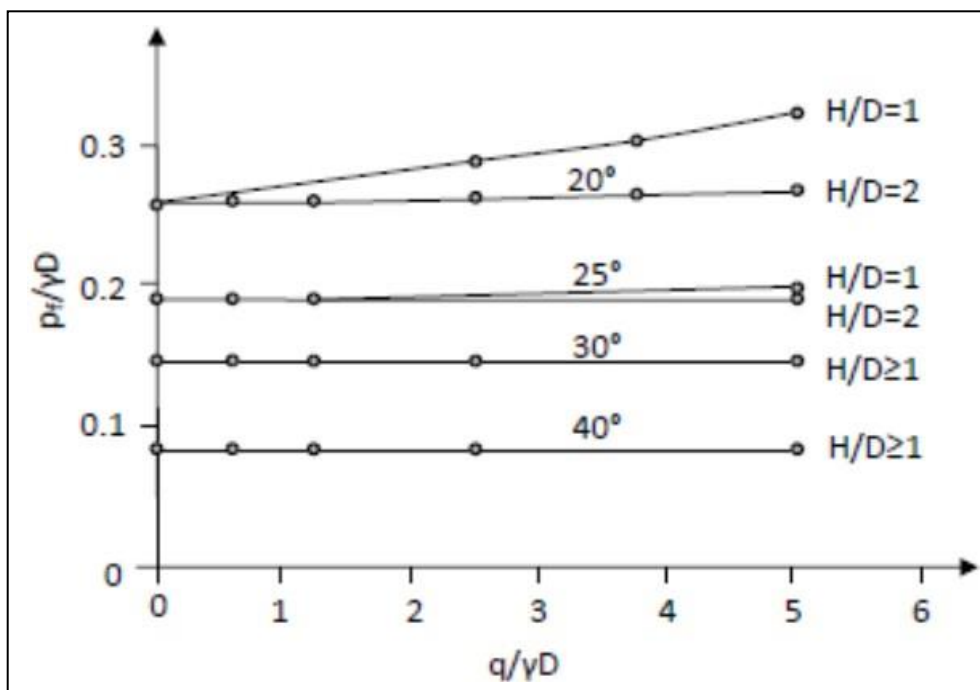
Από τις αναλύσεις προέκυψε ότι το μέτωπο παρουσιάζει αστοχία τύπου καμινάδας, όπου όσο μικρότερη είναι η γωνία τριβής, τόσο περισσότερο πλησιάζει την ελεύθερη επιφάνεια, ενώ όσο αυξάνει η γωνία τριβής, η περιοχή συγκέντρωσης των τάσεων περιορίζεται κοντά στο μέτωπο. Ο Vermeer ολοκλήρωσε την προσέγγιση του συγκρίνοντας τους συντελεστές ευστάθειας για τη συνοχή με προηγούμενες θεωρητικές προσεγγίσεις. Ως αποτέλεσμα, προκύπτει ότι οι προτεινόμενες τιμές του συντελεστή  $N_\gamma$  από τις αναλύσεις Plaxis του Vermeer, βρίσκονται ανάμεσα στα αποτελέσματα της θεωρητικής οριακής λύσης των Leca & Dormieux και στα αποτελέσματα της μελέτης του Krause.





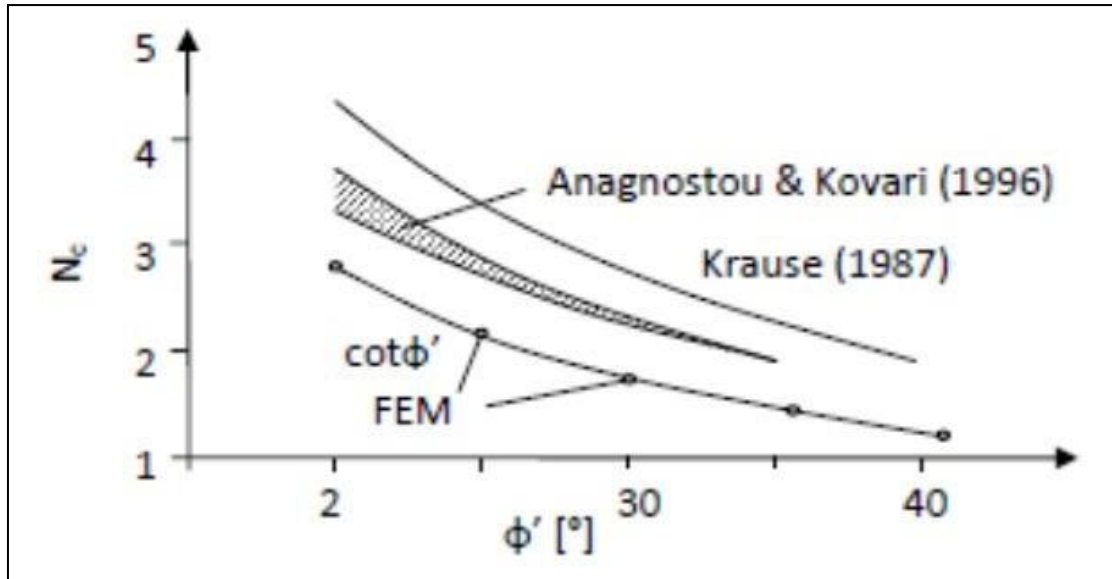
Εικόνα 44 : Σύγκριση αποτελεσμάτων διαφορετικών ερευνών

Επιπλέον, αποδείχτηκε ότι η εξωτερική φόρτιση  $q$  επηρεάζει πρακτικά την πίεση υποστήριξης, μόνο για  $\phi < 20^\circ$ , γι' αυτό και λαμβάνεται  $N_q=0$ .



Εικόνα 45 : Επιρροή πίεσης υποστήριξης λόγω εξωτερικής φόρτισης

Ομοίως, για τη σταθερά  $N_c$ , η μέθοδος πεπερασμένων στοιχείων του Vermeer προτείνει λιγότερο συντηρητικά αποτελέσματα από αυτά των Krause και Anagnostou & Kovari.



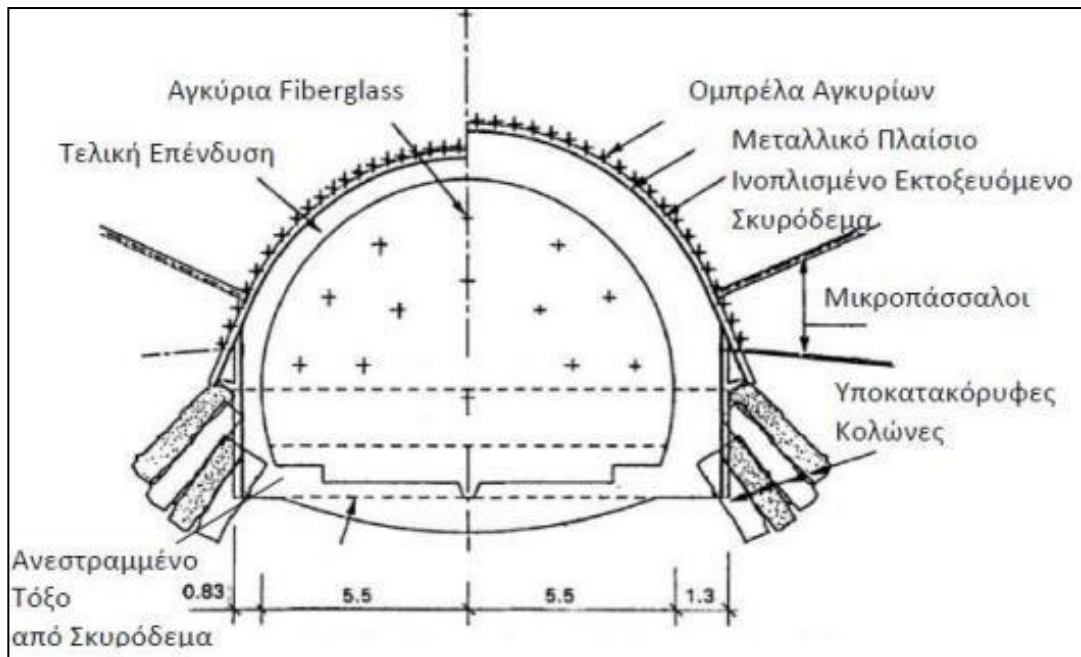
Εικόνα 46 : Συγκριτικά αποτελέσματα της προσέγγισης του Vermeer σε σχέση με άλλες μεθόδους

Τέλος, ο Vermeer εξέτασε την επιρροή του ανυποστήρικτου μήκους  $d$  από το μέτωπο εκσκαφής, στην απαιτούμενη πίεση υποστήριξης  $p_f$ .

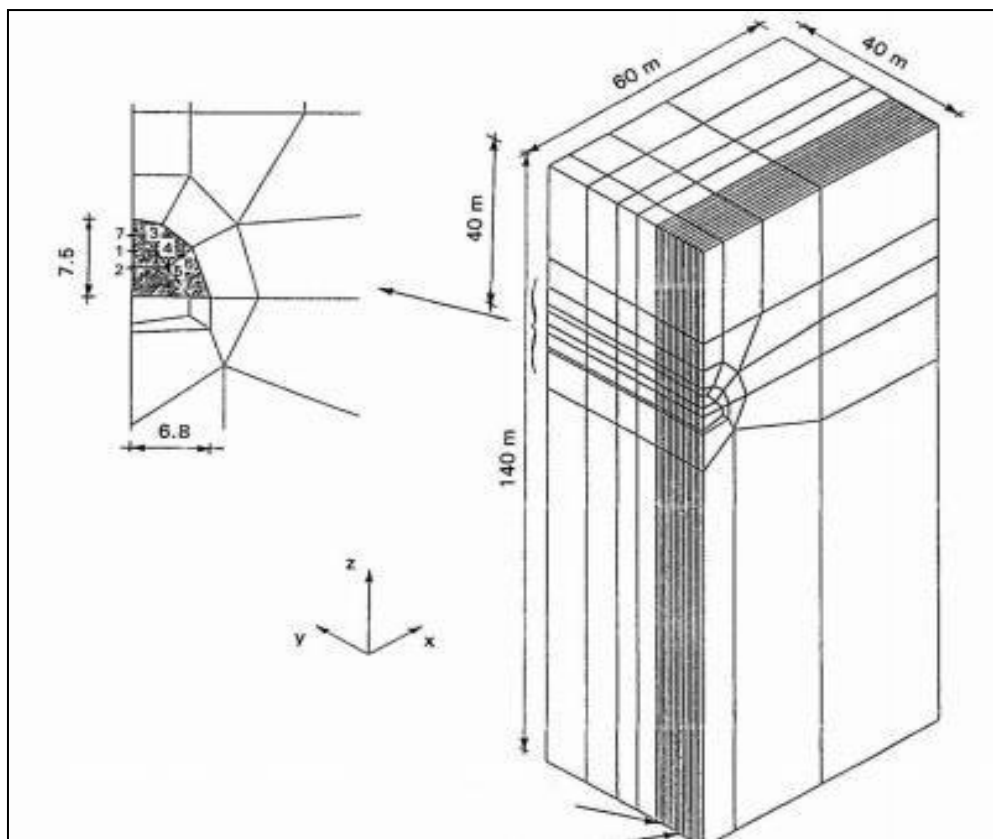
$$p_f = \gamma * D * \left( \frac{\left(2 + 3 * \frac{d}{D}\right)^{6 * \tan \varphi}}{18 * \tan \varphi} - 0.05 \right) - \frac{c}{\tan \varphi}$$

#### 4.4.2 Peila

Ο Peila παρουσίασε τα αποτελέσματα που προκύπτουν κατά τη χρήση ή μη υποστήριξης και ενίσχυσης στο μέτωπο της σήραγγας. Τα αποτελέσματα προέκυψαν από τρισδιάστατες ελαστοπλαστικές αναλύσεις, ενώ το μοντέλο δημιουργήθηκε με βάση δεδομένα πραγματικού έργου.



Εικόνα 47 : Τυπική διατομή άμεσης υποστήριξης



Εικόνα 48 : Γεωμετρία μοντέλου Peila

## Κεφάλαιο 4: Ευστάθεια Μετώπου Σηράγγων

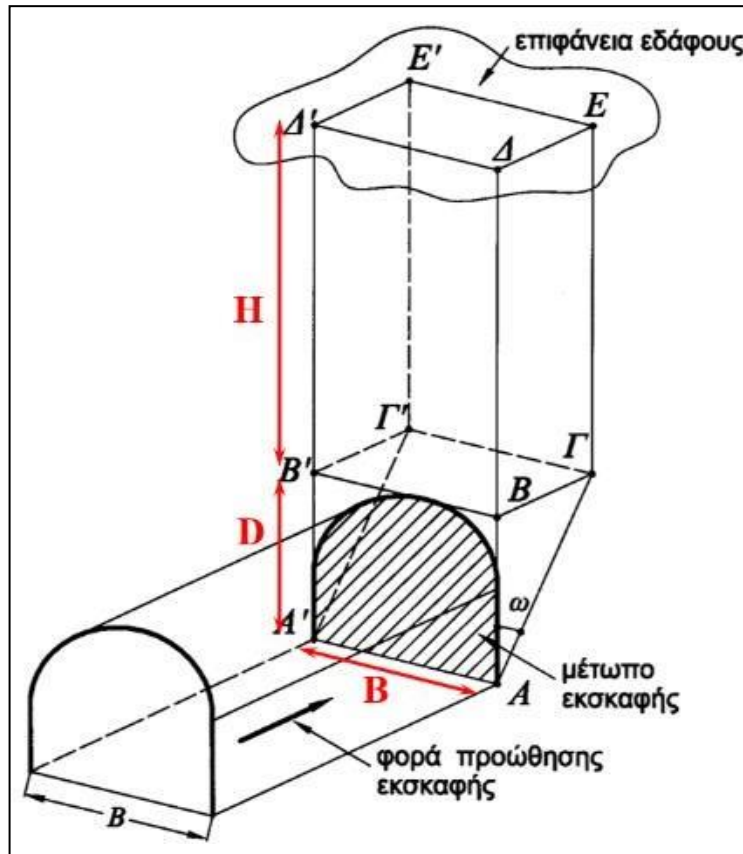
Παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν στις αναλύσεις του Peila, 1994			
Χαρακτηριστικά		Μονάδες	Τιμή
Γεωμετρία	Υπερκείμενα Σήραγγας	m	140
	Εμβαδόν Διατομής Εκσκαφής	m <sup>2</sup>	70
	Βήμα Εκσκαφής	m	1
Μέσα Άμεσης Υποστήριξης	Πάχος	m	0.3
	Μέτρο Ελαστικότητας Young	MPa	15000
	Συντελεστής Poisson	-	0.18
Χαρακτηριστικά Έδάφους	Μέτρο Ελαστικότητας Young	MPa	100
	Συντελεστής Poisson	-	0.3
	Ειδικό Βάρος Εδάφους	kN/m <sup>3</sup>	25
	Γωνία Τριβής	ο	28
	Συνοχή	MPa	0.001
Χαρακτηριστικά Αγκυρίων Μετώπου	Αριθμός Αγκυρίων Μετώπου	-	11
	Μήκος Αγκυρίων	m	12
	Εσωτερική Διάμετρος Αγκυρίων	mm	40
	Εξωτερική Διάμετρος Αγκυρίων	mm	60
	Εφελκυστική Αντοχή	MPa	450
	Διατμητική Αντοχή	MPa	90
	Μέτρο Ελαστικότητας Young	MPa	15000

Για την πληρότητα της μελέτης, ο Peila εξέτασε δύο διατομές, μια μετά από 6m εκσκαφής και μια μετά από 10m εκσκαφής. Από τις αναλύσεις, προέκυψε ότι η παραμόρφωση του κελύφους επηρεάζεται περισσότερο από την επένδυση από ό,τι από την ενίσχυση. Επιπλέον, η ύπαρξη κελύφους δεν επηρεάζει την τιμή της έκθλιψης, η οποία μειώνεται σημαντικά με τη χρήση fiberglass. Η χρήση fiberglass μετατρέπει τις εφελκυστικές οριζόντιες τάσεις σε θλιπτικές, συμβάλλοντας στην ευστάθεια του μετώπου. Η κατανεμημένη πίεση μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την προσομοίωση των αγκυρίων μετώπου και η τιμή της φαίνεται να εξαρτάται μόνο από τα χαρακτηριστικά και τον αριθμό των αγκυρίων. Εκτιμάται ακόμη ότι η πίεση αυτή εξαρτάται από τη διάταξη των αγκυρίων, υπονοώντας μάλλον ότι όσο ομαλότερη η κατανομή των αγκυρίων στο μέτωπο, τόσο πιο αντιπροσωπευτική η ισοδύναμη πίεση στο μέτωπο. Εντούτοις, η τιμή αυτή της ισοδύναμης πίεσης δεν είναι ίση με την ελάχιστη εκ των κατανεμημένων στην επιφάνεια εκσκαφής δυνάμεων τριβής και εφελκυστικής αντοχής των αγκυρίων αλλά περίπου η διπλάσια.



#### 4.4.3 Kovari & Anagnostou

Η μέθοδος Kovari & Anagnostou (1996) βασίζεται στη θεωρία του σιλό του Horn (1961) και χρησιμοποιεί το προσομοίωμα της σφήνας που ολισθαίνει. Με τη βοήθεια της μεθόδου, γίνεται εκτίμηση της πίεσης που πρέπει να επιβληθεί στο μέτωπο, ώστε να προκύψει ο επιθυμητός συντελεστής ασφαλείας, ο οποίος ορίζεται ως το πηλίκο των δυνάμεων ευστάθειας προς τις δυνάμεις ολίσθησης κατά το μήκος της επιφάνειας ολίσθησης της σφήνας.



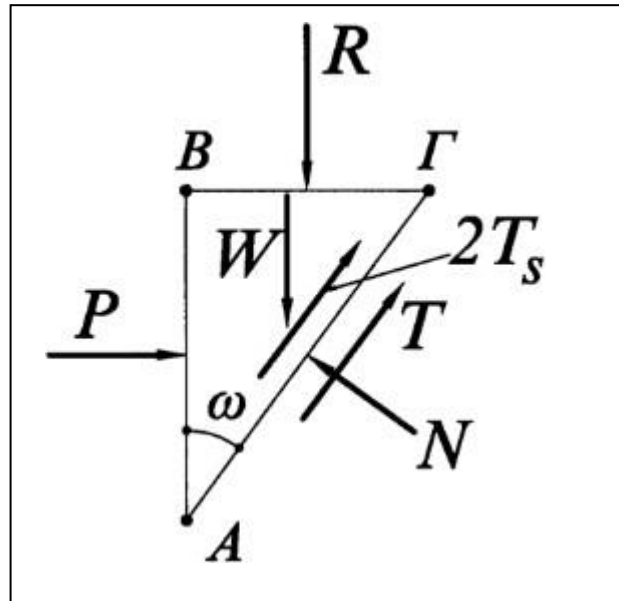
Εικόνα 49 : Προσομοίωμα της σφήνας αστοχίας μετώπου κατά τη μέθοδο Kovari & Anagnostou

Οι δυνάμεις που ασκούνται στο πρίσμα είναι :

1. Το βάρος του  $W = \gamma \times B \times (AB\Gamma) = \frac{1}{2} \times \gamma \times D^2 \times B \times \tan\omega$ .
2. Η πίεση υπερκειμένων  $R = \sigma_v \times (B'\Gamma\Gamma') = \sigma_v \times B \times D \times \tan\omega$ ,  
Όπου  $\sigma_v$  η ισοδύναμη πίεση αποτόνωσης.
3. Η τριβή στην παρειά  $T_s = (AB\Gamma) \times \frac{\tau_f}{F} = \frac{1}{2} \times (D^2 \times \tan\omega) \times \frac{\tau_f}{F}$ ,

Όπου  $\tau_f = c + K \times \sigma_{v0} \times \tan\phi$ .

4. Η τριβή στη βάση  $T = \frac{1}{F} \times [c \times (A'AG\Gamma') + N \times \tan\varphi]$ .



Εικόνα 50 Δυνάμεις που ασκούνται στη σφήνα

Προκειμένου να επιτευχθεί ισορροπία του πρίσματος, ισχύει ότι :

$$N = (R + W) \times \sin\omega + P \times \cos\omega$$

$$T + 2 \times T_s = (R + W) \times \cos\omega - P \times \sin\omega$$

Ως αποτέλεσμα, προκύπτει ο συντελεστής ασφαλείας έναντι αστοχίας του μετώπου εκσκαφής ίσος με :

$$F = \frac{N \times \tan\varphi + c \times (A'AG\Gamma') + 2 \times \tau_f \times (AB\Gamma)}{(R + W) \times \cos\omega - P \times \sin\omega}$$

Όπου:

- $W = \frac{1}{2} \times \gamma \times D^2 \times B \times \tan\omega$
- $P = \sigma_3 \times (ABB'A')$
- $\tau_f = c + K \times \sigma_{v0} \times \tan\varphi$
- $N = (R + W) \times \sin\omega + P \times \cos\omega$
- $R = \sigma_v \times B \times D \times \tan\omega$
- $(A'AG\Gamma') = \frac{B \times D}{\cos\omega}$

Η μεθοδολογία εφαρμόστηκε για διαφορετικά βάθη σηράγγων και παραμέτρους διατμητικής αντοχής του εδάφους, ενώ εξετάστηκε και η περίπτωση ύπαρξης υδροφόρου

ορίζοντα. Από τις αναλύσεις, προέκυψε ότι όσο μειώνεται ο λόγος H/D, τόσο δυσμενέστερη είναι η ευστάθεια του μετώπου. Επιπλέον, αποδείχτηκε ότι σε ασθενή εδάφη, τα αγκύρια δεν μπορούν να προσφέρουν την απαιτούμενη πίεση υποστήριξης, ώστε να ευσταθεί το μέτωπο. Τα fiberglass προσφέρουν επαρκή στήριξη σε όλα τα πιο συνεκτικά εδάφη, ενώ οι Κοναρί και Αναγνωστού υποστηρίζουν ότι τα εδάφη αυτά μπορούν να μείνουν ακόμα και ανυποστήρικτα.

#### 4.5 Συντελεστής ασφαλείας κατά Δ. Γεωργίου (2020) (υπό δημοσίευση)

Οι Γεωργίου Δ., Καλός Α., Καββαδάς Μ., στο πλαίσιο διερεύνησης της ευστάθειας του μετώπου εκσκαφής σήραγγας τόσο σε μικρά υπερκείμενα (ρηχές σήραγγες – max H: 30m), όσο και σε μεγαλύτερα υπερκείμενα (βαθιές σήραγγες – max H: 200m), πραγματοποίησαν τρισδιάστατες αριθμητικές αναλύσεις με τον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων Simulia ABAQUS. Στις αναλύσεις προσομοιώθηκε η ολομέτωπη διάνοιξη σήραγγας πεταλοειδούς διατομής με προσωρινή υποστήριξη από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Η συμπεριφορά του γεωυλικού στις ρηχές σήραγγες ακολούθησε το καταστατικό κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb, όπου προσομοιώθηκαν εδαφικές συνθήκες, ενώ στις βαθιές σήραγγες εφαρμόστηκε το καταστατικό κριτήριο αστοχίας Generalized Hoek and Brown, όπου προσομοιώθηκε το γεωυλικό ως βραχώμαζα.

Από τις αναλύσεις προέκυψε ένας κοινός συντελεστής ασφαλείας μετώπου εκσκαφής  $\Lambda_{Fo}$ , που βρίσκει εφαρμογή σε ρηχές και βαθιές σήραγγες. Για τιμή  $\Lambda_{Fo} < 1$ , το μέτωπο της εκσκαφής χαρακτηρίζεται ως δυνητικά ασταθές, ενώ για τιμή  $\Lambda_{Fo} \geq 1$ , το μέτωπο της εκσκαφής χαρακτηρίζεται ως δυνητικά ευσταθές. Ο συντελεστής ασφαλείας  $\Lambda_{Fo}$ , υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση:

$$\Lambda_{Fo} = \frac{3.8 \times \frac{\sigma_{cm}}{\gamma \times H} \times \left(\frac{H}{D}\right)^{0.35}}{\sqrt{1 + \frac{2}{3} K_o}}$$

όπου:

$\sigma_{cm}$ : η αντοχή σε θλίψη της βραχώμαζας ( $\sigma_{cm} = 2 \times c \times \tan\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)$  με εφαρμογή του κριτηρίου αστοχίας Mohr-Coulomb,  $\sigma_{cm} = \frac{\sigma_{ci}}{50} \times \exp\left(\frac{GSI}{25.5}\right)$  με εφαρμογή του κριτηρίου αστοχίας Generalized Hoek and Brown)

$\gamma$ : ειδικό βάρος εδάφους ή βραχώμαζας

$H$ : ύψος υπερκείμενων γαιών από τον άξονα της σήραγγας

$D$ : διάμετρος σήραγγας

$K_o$ : συντελεστής ουδέτερων ωθήσεων

Ο παραπάνω συντελεστής ασφαλείας ανυποστήρικτου μετώπου εκσκαφής  $\Lambda_{Fo}$ , συνδέεται με την αδιάστατη εξώθηση μετώπου εκσκαφής  $\Omega_F$  με την ακόλουθη σχέση:

$$\Omega_F = 1.4 \times (\Lambda_{Fo})^{-1.2}$$

## Κεφάλαιο 4: Ευστάθεια Μετώπου Σηράγγων

$$\text{όπου } \Omega_F = \left(\frac{U_h}{D}\right) \times \left(\frac{E}{p_o}\right),$$

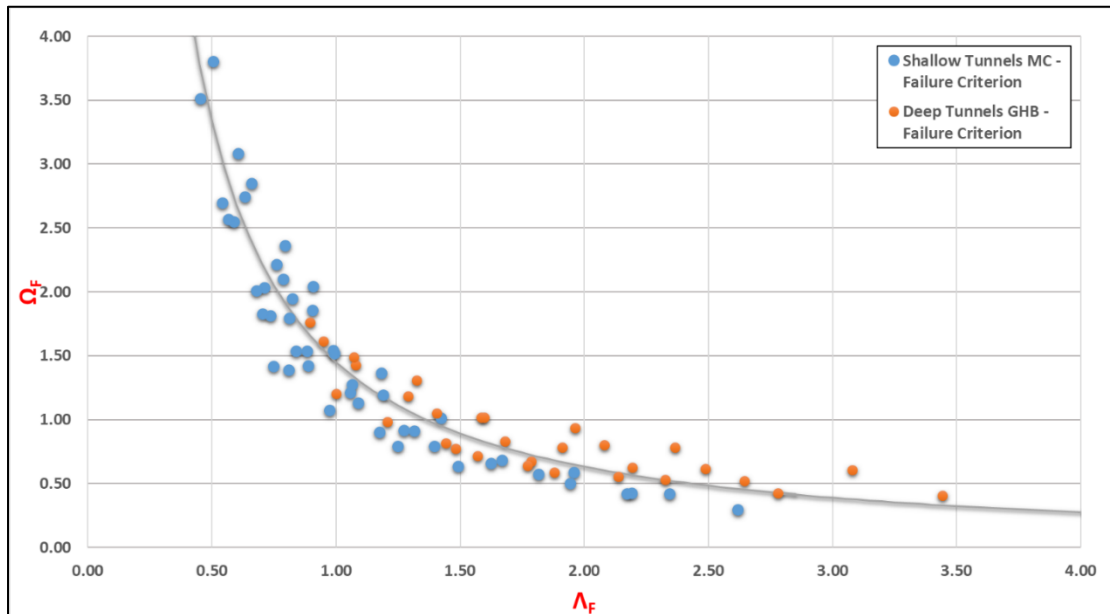
$U_h$ : μετρούμενη εξώθηση μετώπου εκσκαφής

$D$ : διάμετρος σήραγγας

$E$ : μέτρο ελαστικότητας εδάφους ή βραχώμαζας

$p_o$ : γεωστατική τάση  $p_o = 0.5 \times (1 + K_o) \times \gamma \times H$

Η αποτύπωση της παραπάνω σχέσης παρουσιάζεται στο Διάγραμμα στην Εικόνα 51



**Εικόνα 51 : Διάγραμμα συσχέτισης συντελεστή ασφαλείας  $\Lambda_{Fo}$  με εξώθηση μετώπου εκσκαφής  $\Omega_F$ .**

Ο παραπάνω συντελεστής ασφαλείας μετώπου εκσκαφής επεκτάθηκε και για περιπτώσεις, όπου το μέτωπο ενισχύεται με αγκύρια μετώπου από υαλόνημα (fiberglass). Ο συντελεστής ασφαλείας μετώπου με υποστήριξη από αγκύρια fiberglass  $\Lambda_F$ , προκύπτει από την ακόλουθη σχέση, όμοια για ρηχές και βαθιές σήραγγες:

$$\Lambda_F = \Lambda_{Fo} \times \left[ 1 + 0.75 \times \left( \frac{P_{u,FG}}{\sigma_{cm}} \right)^a \right]$$

όπου:

$$P_{u,FG} = \frac{n \times F_u}{A}$$

$n$ : αριθμός αγκυρίων μετώπου fiberglass

$F_u$ : φέρουσα ικανότητα αγκυρίων μετώπου fiberglass

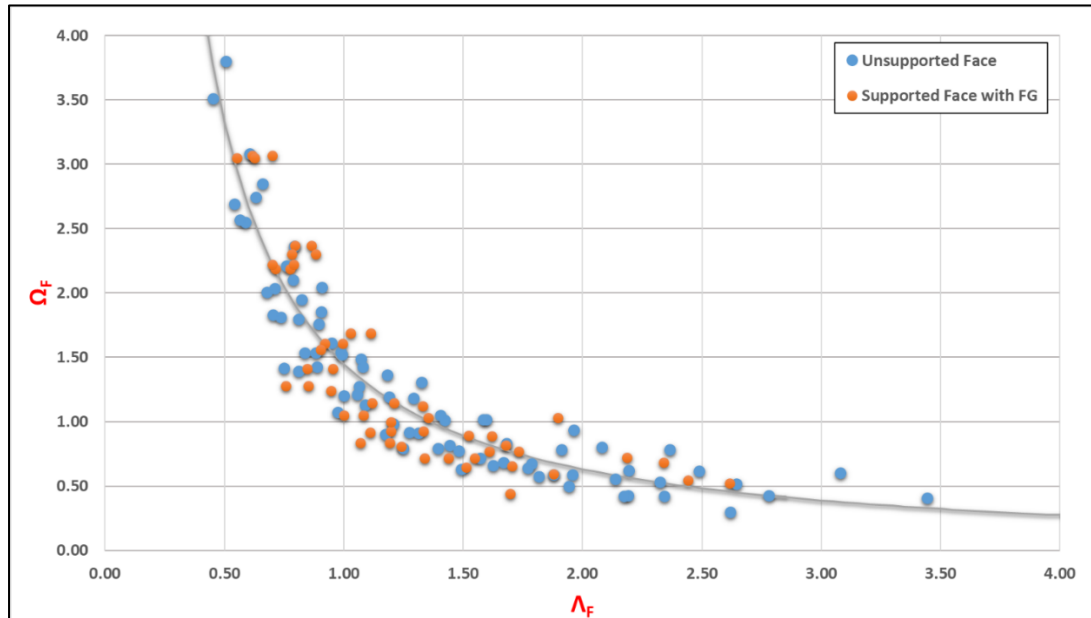
$A$ : εμβαδό διατομής υποστηριγμένο με αγκύρια μετώπου fiberglass

$$a = 0.13 \times \left( \frac{H}{D} \right)$$

H: ύψος υπερκείμενων γαιών

D: διάμετρος σήραγγας

Η σχέση  $\Omega_F = 1.4 \times (\Lambda_{F0})^{-1.2}$  βρίσκει εφαρμογή και στην περίπτωση του υποστηριγμένου μετώπου εκσκαφής με αγκύρια μετώπου fiberglass, όπου η αποτύπωσή της παρουσιάζεται στο Διάγραμμα στην Εικόνα 52.



Εικόνα 52 : Συσχέτιση συντελεστή ασφαλείας  $\Lambda_F$  με εξώθηση μετώπου εκσκαφής  $\Omega_F$



## Κεφάλαιο 5 : Αριθμητική Διερεύνηση Της Ευσταθείας Του Μετώπου

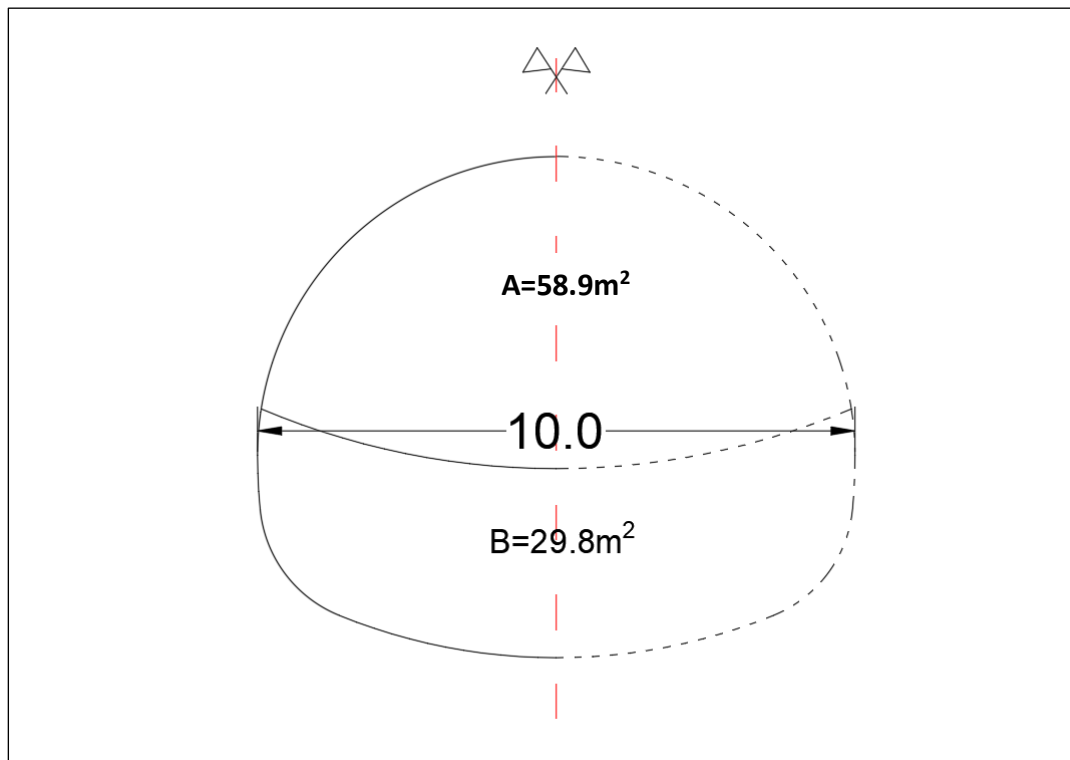
### 5.1 Σκοπός αριθμητικών αναλύσεων

Στα πλαίσια της παρούσας διπλωματικής εργασίας, πραγματοποιήθηκε ένα σύνολο τρισδιάστατων (3D) αριθμητικών αναλύσεων, με σκοπό την διερεύνηση της ευστάθειας του μετώπου εκσκαφής σήραγγας. Λόγω της πολυπλοκότητας της γεωμετρίας του προβλήματος (τρίτη διάσταση), όσο και των γεωμετρικών χαρακτηριστικών των μέτρων υποστήριξης μετώπου εκσκαφής (αγκύρια fiberglass και δοκοί προπορείας), όπου αναπτύσσονται κατά την τρίτη διάσταση, αποφασίστηκε το σύνολο των αναλύσεων να περιλαμβάνει την τρίτη διάσταση του χώρου (3D).

Για τις αριθμητικές αναλύσεις, χρησιμοποιήθηκε ο κώδικας πεπερασμένων στοιχείων Simulia ABAQUS v.2018. Πρόκειται για ένα γενικό πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων, με δυνατότητα σχεδίασης προσομοιωμάτων τόσο στον δισδιάστατο χώρο (2D) όσο και στον τρισδιάστατο χώρο (3D), το οποίο βρίσκει εφαρμογή σε μεγάλο εύρος της επιστήμης του μηχανικού, όπως αεροναυπηγική, δυναμική, γεωτεχνική μηχανική κ.τ.λ.. Επίσης, δίνεται η δυνατότητα στον χρήστη να καθορίσει το είδος και την μορφή των πεπερασμένων στοιχείων (elements).

### 5.2 Προσομοίωμα αριθμητικής ανάλυσης

Για την εκπόνηση της παρούσας εργασίας, κατασκευάστηκε ένα τρισδιάστατο αριθμητικό προσομοίωμα, το οποίο εκτείνεται γραμμικά κατά την τρίτη διάσταση του χώρου (extrude). Συγκεκριμένα, κατασκευάστηκε συμμετρικό προσομοίωμα με άξονα συμμετρίας τον άξονα της σήραγγας, οπότε πραγματοποιήθηκε προσομοίωση της μισής διατομής της εκσκαφής. Η συμμετρία της σήραγγας ως προς το κατακόρυφο άξονά της, μας επιτρέπει να προσομοιώσουμε την μισή εκσκαφή, διασφαλίζοντας έτσι μείωση του υπολογιστικού όγκου και χρόνου. Η διατομή εκσκαφής που προσομοιώθηκε, είναι πεταλοειδής (Εικόνα 52), ισοδύναμης διαμέτρου  $D=10m$ , με διαμερισματοποίηση για εκσκαφή σε δύο φάσεις (άνω ημιδιατομή (top heading) και αναβαθμός (bench)), με μεσολάβηση προσωρινού ανάστροφου τόξου (invert) μεταξύ αυτών των δύο φάσεων εκσκαφής.

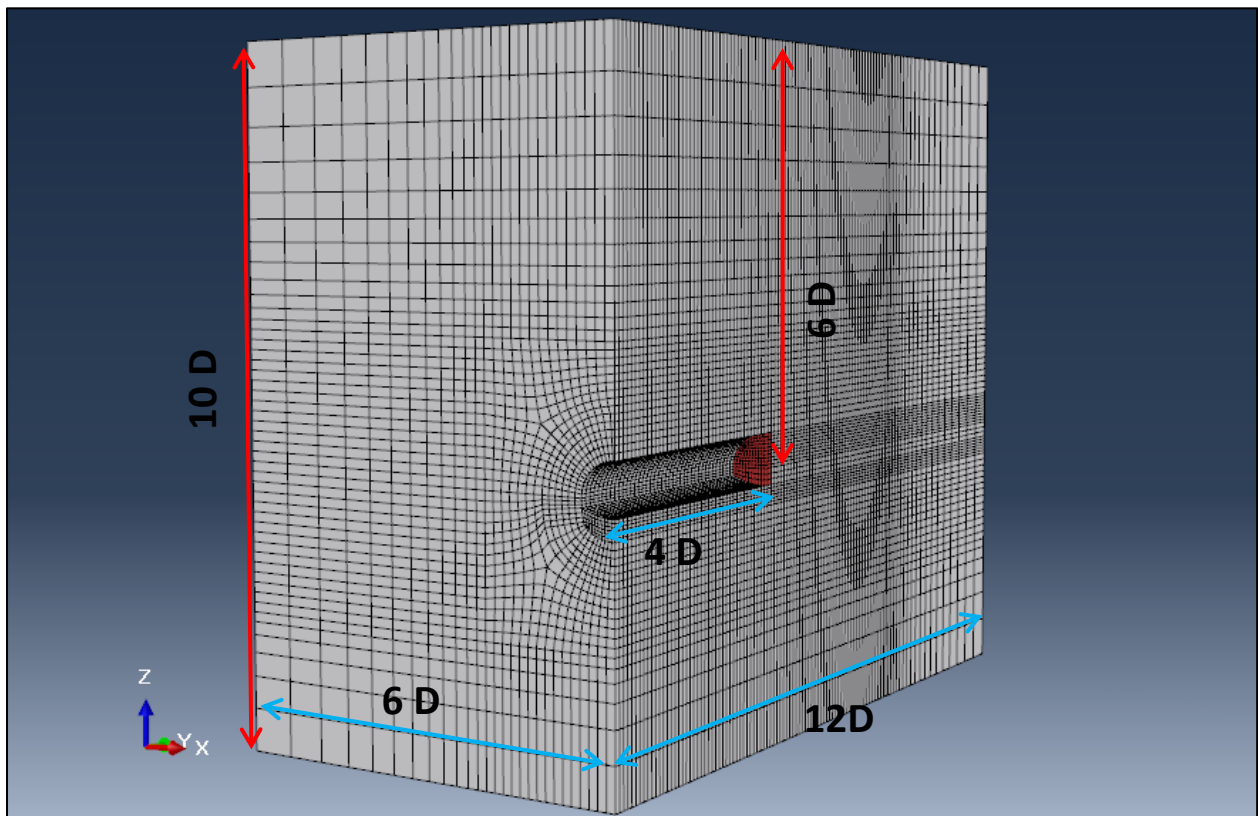


Εικόνα 53 : Διαστάσεις διατομής εκσκαφής.

Τα όρια του μοντέλου καθορίστηκαν ως ακολούθως (Εικόνα 54):

- **Πλευρικά όρια:** Απόσταση ίση με 6 διαμέτρους εκσκαφής ( $6D = 60m$ ) από τον άξονα της σήραγγας.
- **Κάτω όριο:** Απόσταση ίση με 4 διαμέτρους εκσκαφής ( $4 D = 40m$ ) από τον άξονα της σήραγγας.
- **Άνω όρια:** Απόσταση ίση με 6 διαμέτρους εκσκαφής ( $6D = 60m$ ) από τον άξονα της σήραγγας. Οι αναλύσεις αφορούν ύψος υπερκείμενων γαιών (H) 100m, 150m και 200m πάντοτε μετρούμενο από τον άξονα της σήραγγας. Το επιπλέον των 60 μέτρων ύψος υπερκείμενων προσομοιάστηκε με εφαρμογή επιπρόσθετου φορτίου στην άνω επιφάνεια του μοντέλου. Για παράδειγμα στο βάθος των 100m με ειδικό βάρος υλικού  $25kN/m^3$ , εφαρμόστηκε φορτίο  $Q=(100-60)m*25kN/m^3=1000kN/m^2$
- **Τρίτη διάσταση:** Απόσταση ίση με 12 διαμέτρους εκσκαφής ( $12D = 120m$ ). Από την παραπάνω απόσταση εκσκάπτονται τα πρώτα 40m (4D).





Εικόνα 54 : Όρια τρισδιάστατου μοντέλου

### 5.3 Προσομοίωση γεωυλικού

Προσομοιώθηκε μία βραχώμαζα με μονοαξονική θλιπτική αντοχή  $\sigma_{ci}=10\text{MPa}$ ,  $m_i=10$  και ειδικό βάρος  $\gamma=25\text{kN/m}^3$  σε τρεις βαθμούς τεκτονικής καταπόνησης με τιμές **GSI 25,35 και 45** αντίστοιχα, σε τρία διαφορετικά βάθη των **100,150 και 200** μέτρων για κάθε GSI. Η τιμή των  $\sigma_{ci}$  και  $m_i$  θα μπορούσε να αντιστοιχηθεί σε ιζηματογενή πετρώματα όπως κρητίς(κιμωλία), ιλυόλιθοι, μάργες κλπ.

Όπως τα περισσότερα προγράμματα μη-γραμμικής ανάλυσης της συμπεριφοράς της βραχώμαζας γύρω από υπόγειες εκσκαφές, έτσι και το Abaqus δεν περιλαμβάνει το κριτήριο αστοχίας Hoek-Brown αλλά το Mohr-Coulomb. Χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα Roclab (Εικόνα 56) για να υπολογιστούν οι ισοδύναμες παράμετροι αντοχής( $c,\varphi$ ) του κριτηρίου Mohr-Coulomb που αντιστοιχούν σε συγκεκριμένες τιμές του κριτηρίου Hoek-Brown. Λόγω της καμπύλης περιβάλλουσας του κριτηρίου Hoek-Brown η αντιστοιχία με το Mohr-Coulomb που έχει ευθεία περιβάλλουσα γίνεται σε συγκεκριμένες περιοχές τάσεων όπου η καμπύλη του HB προσεγγίζεται με μία ευθεία, το οποίο εξηγεί και τις διαφορετικές τιμές  $c$  και  $\varphi$  που προκύπτουν για κάθε βάθος. Το κριτήριο αστοχίας Generalized Hoek & Brown υπεισέρχεται στο περιβάλλον του κώδικα Abaqus μέσω εξωτερικού κώδικα, γραμμένο από την

## Κεφάλαιο 5 : Αριθμητική Διερεύνηση Της Ευσταθείας Του Μετώπου

ερευνητική ομάδα του καθηγητή Μ. Καββαδά. Αναλυτικά, οι μηχανικές παράμετροι των βραχομαζών, που προσομοιώθηκαν, παρατίθενται στον Πίνακα στην Εικόνα 55.

GSI	H(m)	$\sigma_{cm}(kPa)$	c(kPa)	$\varphi(deg)$
25	100	533.1	180.00	29.03
25	150	533.1	240.00	26.16
25	200	533.1	280.00	24.21
35	100	789.1	230.00	32.37
35	150	789.1	300.00	29.32
35	200	789.1	350.00	27.20
45	100	1168.0	280.00	35.46
45	150	1168.0	350.00	32.31
45	200	1168.0	420.00	30.10

Εικόνα 55 : Μηχανικές παράμετροι εδαφικών υλικών

### RocData

#### Analysis of Rock/Soil Strength

---

**Project Summary**

File Name: RocData1  
File Version: Unsaved

Project Title: Analysis of Rock/Soil Strength  
Date Created: 16/12/2019, 3:22:45

---

**General Settings**


Stress Units: MPa  
Strength Criterion: Generalized Hoek-Brown  
Modulus Estimation Method: Generalized Hoek-Diederichs (2006)

---

**Failure Criterion**

	$\sigma_{ci}$ (MPa)	GSI	mi	D	Ei (MPa)	modulus ratio	mb	a	s	application	sig3max (MPa)	unit weight (MN/m3)	tunnel depth (m)	slope height (m)	$\phi$ (°)	cohesion (MPa)	$\sigma_t$ (MPa)	$\sigma_c$ (MPa)	$\sigma_{cm}$ (MPa)	$E_m$ (MPa)
Material 1	10	35	10	0	2000	200	0.98	0.52	7.3e-004	tunnels	1.13	0.025	100	N/A	32.37	0.23	7.44e-003	0.24	1.24	226.81

---

	Project: Analysis of Rock/Soil Strength	
	Analysis Description:	
	Drawn By:	Company:
	Date: 03/2019	File Name:

ROCDATA 5.009

Εικόνα 56 : Αναφορά προγράμματος Roclab

Να σημειωθεί ότι σε όλες τις βραχώμαζες, λήφθηκε διαστολικότητα  $\delta = \varphi/4$  και λόγος Poisson  $\nu=0.333$ . Επίσης, ο λόγος ουδέτερων ωθήσεων  $K_o = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$  έλαβε τις τιμές 0.5 και 1.

Επίσης, λόγω των διαστάσεων του μοντέλου των αριθμητικών αναλύσεων, επειδή η υπερκείμενη γαιόμαζα από τον άξονα της σήραγγας αντιστοιχεί σε 60m, για την προσομοίωση του πραγματικού ύψους των υπερκείμενων γαιών, τοποθετήθηκε εξωτερικό ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο (P) στο άνω όριο του μοντέλου, ως ακολούθως:

$$P = (H - 60m) \times \gamma$$

#### 5.4 Προσομοίωση μέτρων προσωρινής υποστήριξης

Η υποστήριξη του διανοιχθέντος τμήματος της σήραγγας αποτελείται από ένα κέλυφος εκτοξευόμενου σκυροδέματος σε συνδυασμό με αγκύρια ολόσωμης πάκτωσης. Παράλληλα, πραγματοποιήθηκε προϋποστήριξη του μετώπου εκσκαφής με αγκύρια μετώπου (fiberglass) ή με συνδυασμό αγκυρίων μετώπου fiberglass και δοκών προπορείας (forepoling). Η αναλυτική περιγραφή της προσομοίωσης των μέτρων υποστήριξης, παρατίθεται στη συνέχεια.

- **Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα**

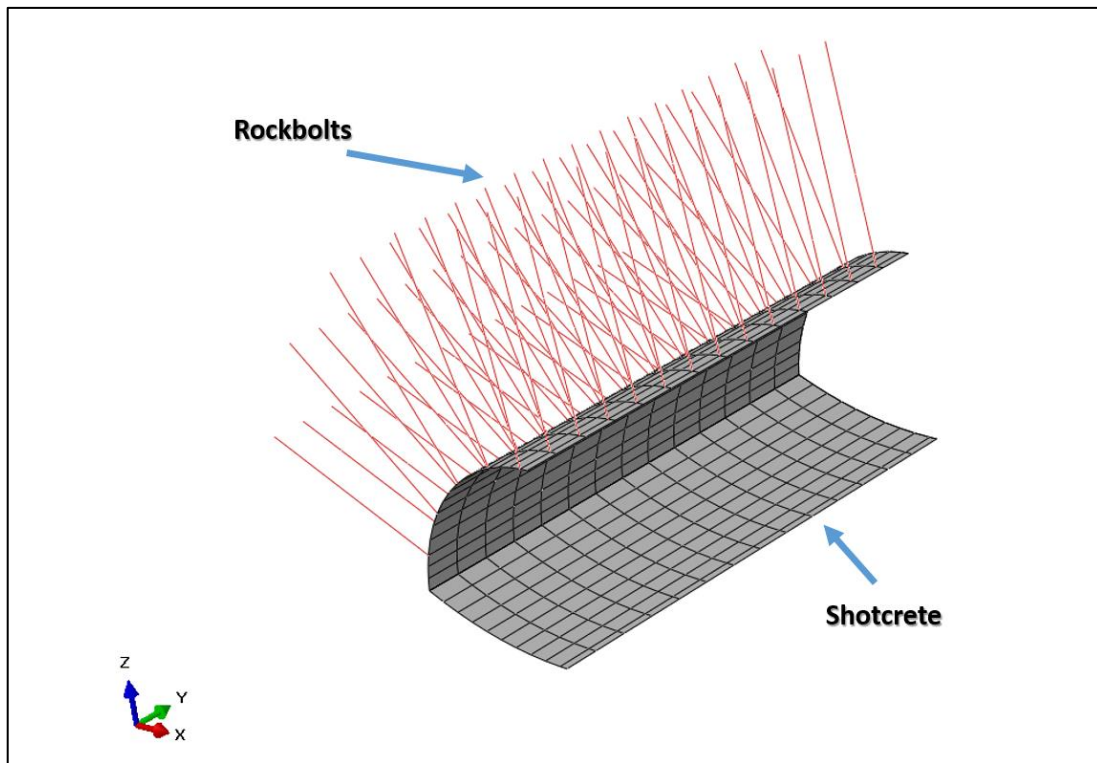
Το κέλυφος του εκτοξευόμενου σκυροδέματος, που τοποθετήθηκε σαν κύριο μέτρο υποστήριξης στο ήδη διανοιχθέν τμήμα της σήραγγας, προσομοιώθηκε υπό μορφή στοιχείων κελύφους (shell element), το οποίο εφάπτεται μεταξύ των στοιχείων του εδάφους (soil elements) και της ελεύθερης επιφάνειας που δημιουργείται από την εκσκαφή. Τα χαρακτηριστικά της προσωρινής υποστήριξης από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, που ελήφθησαν υπόψιν στις αριθμητικές αναλύσεις, παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.2.

Πάχος (t)	30 cm
Μέτρο ελαστικότητας ( $E_{shotcrete}$ )	15 GPa
Λόγος Poisson ( $\nu$ )	0.25
Συμπεριφορά	Ελαστική

Εικόνα 57 : Ιδιότητες εκτοξευόμενου σκυροδέματος.

- **Αγκύρια ολόσωμης πάκτωσης**

Το κέλυφος του εκτοξευόμενου σκυροδέματος ενισχύθηκε με αγκύρια ολόσωμης πάκτωσης, όπως παρουσιάζεται στην Εικόνα 58.



Εικόνα 58 : Προσομοίωση κελύφους προσωρινής υποστήριξης από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και αγκύρια ολόσωμης πάκτωσης.

Τα αγκύρια προσομοιώθηκαν ως στοιχεία δικτυώματος (truss elements), τα οποία αναπτύσσονται μεταξύ των ενδιάμεσων κόμβων (nodes) του γεωυλικού. Τα χαρακτηριστικά των αγκυριών ολόσωμης πάκτωσης που ελήφθησαν υπόψη στις προσομοιώσεις, παρατίθενται στον Πίνακα στην Εικόνα 59.

Διάμετρος (d)	30 cm
Μήκος (L)	6 m
Κάνναβος	1.5 x 1 m
Μέτρο ελαστικότητας ( $E_{steel}$ )	200 GPa
Λόγος Poisson ( $\nu$ )	0.25
Όριο διαρροής ( $\sigma_y$ )	500 MPa
Συμπεριφορά	Ελαστοπλαστική

Εικόνα 59 : Ιδιότητες αγκυριών ολόσωμης πάκτωσης

- **Αγκύρια μετώπου (fiberglass nails)**

Ως κύριο μέτρο προϋποστήριξης του μετώπου εκσκαφής, χρησιμοποιήθηκαν αγκύρια μετώπου από υαλόνημα – fiberglass nails. Τα αγκύρια προσομοιώθηκαν ως στοιχεία δικτυώματος (truss elements), τα οποία αναπτύσσονται μεταξύ των ενδιάμεσων κόμβων (nodes) του γεωυλικού. Το μήκος των αγκυρίων καθορίστηκε εξ αρχής  $L=40m$ , το οποίο συνεχώς μικραίνει καθώς εξελισσόταν η εκσκαφή της σήραγγας, έως ότου μηδενίστηκε. Στις αναλύσεις χρησιμοποιήθηκαν τρεις (3) κάρναβοι αγκύρωσης του μετώπου εκσκαφής:

- ✓ 1 αγκύριο /  $1m^2$
- ✓ 1 αγκύριο /  $2m^2$
- ✓ 1 αγκύριο /  $4m^2$

Τα χαρακτηριστικά των αγκυρίων μετώπου fiberglass που ελήφθησαν υπόψιν στις προσομοιώσεις, παρατίθενται στον Πίνακα στην Εικόνα 60.

<b>Διατομή</b>	Ορθογωνική
<b>Επιφάνεια (A)</b>	$200 \text{ mm}^2$
<b>Φορτίο θραύσης (P)</b>	200 kN
<b>Μέτρο ελαστικότητας (<math>E_{\text{fiber}}</math>)</b>	40 GPa
<b>Λόγος Poisson (<math>\nu</math>)</b>	0.3
<b>Συμπεριφορά</b>	Ελαστοπλαστική

*Εικόνα 60 : Ιδιότητες αγκυρίων μετώπου fiberglass.*

Να σημειωθεί ότι οι παραπάνω ιδιότητες, ελήφθησαν από τα εμπορεύσιμα αγκύρια μετώπου fiberglass της εταιρείας ΕΛΕΒΟΡ Α.Ε.Β.Ε., όπως παρουσιάζονται στην Εικόνα 61.

Τύπος Type	Πλάτος Width mm	Πάχος Thickness mm	Φορτίο θραύσης Breaking load kN
FL 30x4	30	4,0	120
FL 30x5	30	5,0	150
FL 30x7	30	7,0	210
FL 35x5	35	5,0	175
FL 35x7	35	7,0	245
FL 40x4	40	4,0	160
FL 40x5	40	5,0	200
FL 40x6	40	6,0	240
FL 40x6,5	40	6,5	260
FL 40x7	40	7,0	280
FL 40x7,5	40	7,5	300
FL 40x8	40	8,0	320
FL 40x9	40	9,0	360
FL 40x10	40	10,0	400
FL 40x12	40	12,0	480
FL 40x15	40	15,0	600

DURGLASS FL® - GLASSPREE®		
Ειδικό βάρος Specific weight	ASTM D 792	1,9 gr/cm <sup>3</sup>
Περιεκτικότητα σε ίνες υάλου Glass fiber content		> 70 %
Εφελκυστική αντοχή Tensile strength	ASTM D 3916	750 - 1.000 MPa
Μέτρο ελαστικότητας Elastic modulus	ASTM D 3916	40 GPa
Επιμήκυνση Elongation	ASTM D 3916	> 3 %
Διατμητική αντοχή Shear strength		> 100 Mpa

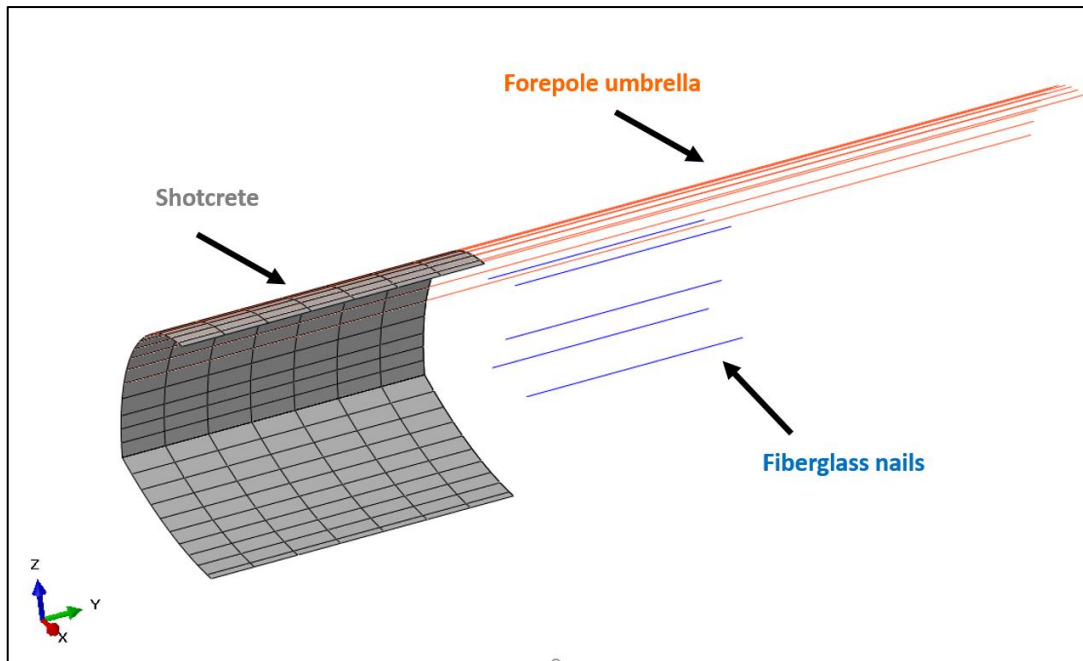
  

Εικόνα 61 : Τεχνικές προδιαγραφές εμπορεύσιμων αγκυρίων μετώπου fiberglass (Πηγή: ΕΛΕΒΟΡ Α.Ε.Β.Ε.).

- **Ομπρέλα δοκών προπορείας (forepole umbrella)**

Για την ενίσχυση της ευστάθειας του μετώπου εκσκαφής, εφαρμόστηκε ομπρέλα δοκών προπορείας (forepole umbrella) στην στέψη της σήραγγας, όπως παρουσιάζεται στην Εικόνα 62.





Εικόνα 62 : Προσομοίωση μέτρων προϋποστήριξης μετώπου εκσκαφής.

Επειδή η παρούσα διπλωματική εργασία εξετάζει το βέλτιστο μήκος αλληλοεπικάλυψης (overlap area) των αγκυριών μετώπου fiberglass, αποφασίστηκε οι δοκοί προπορείας να έχουν μεγάλο μήκος, ώστε να μην επηρεάζουν τα αποτελέσματα της εξώθησης του μετώπου εκσκαφής, λόγω πιθανής αστοχίας τους. Οι δοκοί προπορείας στις αναλύσεις προσομοιώθηκαν οριζόντια και παράλληλα με τον άξονα της σήραγγας, υπό μορφή στοιχείων δοκού (beam elements).

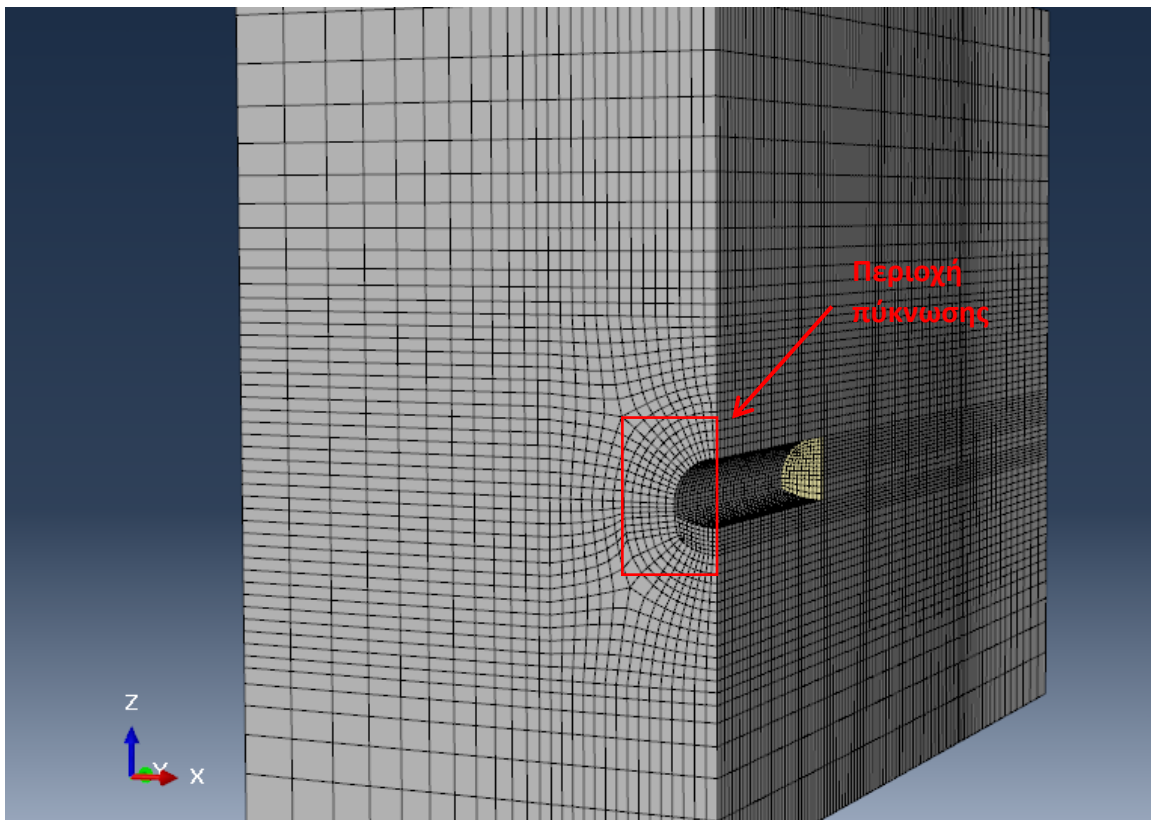
Τα χαρακτηριστικά της ομπρέλας των δοκών προπορείας (forepole umbrella) που ελήφθησαν υπόψη στις προσομοιώσεις, παρατίθενται στον Πίνακα στην Εικόνα 62.

Διατομή	Φ 114.3/100.3
Αξονική απόσταση (s)	50 cm
Επιφάνεια κάλυψης	60° από τον άξονα της σήραγγας
Δοκοί	11 (ημιδιατομή) / 22 πλήρης διατομή
Μέτρο ελαστικότητας ( $E_{steel}$ )	200 GPa
Λόγος Poisson ( $\nu$ )	0.25
Όριο διαρροής ( $\sigma_y$ )	275 MPa
Συμπεριφορά	Ελαστοπλαστική

Εικόνα 63 : Ιδιότητες ομπρέλας δοκών προπορείας (forepole umbrella).

### 5.5 Διακριτοποίηση (Mesh)

Σε πρώτο στάδιο, σχεδιάστηκε κάναβος πεπερασμένων στοιχείων, αποτελούμενος από τετραγωνικά οκτακομβικά στοιχεία επίπεδης παραμόρφωσης (plain strain), τα οποία προσομοίωναν το γεωυλικό. Αντίστοιχα, τα μέτρα προσωρινής υποστήριξης προσομοιώθηκαν όπως περιγράφονται στην προηγούμενη ενότητα. Περιμετρικά της σήραγγας, δημιουργήθηκε πυκνός κάναβος πεπερασμένων στοιχείων σε απόσταση  $1.5D$ , όπως παρουσιάζεται στην Εικόνα 64. Στην περιοχή αυτή, η μέση πλευρά των στοιχείων ήταν περί το  $0.5m$ , ενώ σταδιακά αυξανόταν όσο αυξανόταν και η απόσταση από την περίμετρο της εκσκαφής.



Εικόνα 64 : Διακριτοποίηση προσομοιώματος πεπερασμένων στοιχείων.

### 5.6 Στάδια προσομοίωσης

Η αλληλουχία των σταδίων της προσομοίωσης παρουσιάζεται στον Εικόνα 65. Να σημειωθεί ότι το βήμα εκσκαφής ( $n$ ) ορίστηκε ίσο με  $1m$ , ενώ το κέλυφος της προσωρινής υποστήριξης τοποθετούνταν ένα βήμα πίσω ( $n-1$ ). Η προσομοίωση αφορούσε μόνο την Α' φάση εκσκαφής (top heading), διότι στην πράξη κατά την συμβατική διάνοιξη σήραγγας πραγματοποιείται προϋποστήριξη του μετώπου εκσκαφής μόνο κατά το στάδιο εκσκαφής της άνω ημιδιατομής.

Να σημειωθεί ότι γίνεται αρχικά εκσκαφή των πρώτων  $30m$  της σήραγγας, ώστε να αποφευχθούν φαινόμενα επιρροής συνόρων (boundary effects).

<b>Στάδιο</b>	<b>Περιγραφή</b>	<b>Μήκος αγκυριών fiberglass</b>
1	Γεωστατικό στάδιο	40 m
2	Εκσκαφή και υποστήριξη από 0 έως +30 m	10 m
3	Εκσκαφή +31m	9 m
4	Εκσκαφή +32 m / Υποστήριξη +31 m	8 m
5	Εκσκαφή +33 m / Υποστήριξη +32 m	7 m
6	Εκσκαφή +34 m / Υποστήριξη +33 m	6 m
7	Εκσκαφή +35 m / Υποστήριξη +34 m	5 m
8	Εκσκαφή +36 m / Υποστήριξη +35 m	4 m
9	Εκσκαφή +37 m / Υποστήριξη +36 m	3 m
10	Εκσκαφή +38 m / Υποστήριξη +37 m	2 m
11	Εκσκαφή +39 m / Υποστήριξη +38 m	1 m
12	Εκσκαφή +40 m / Υποστήριξη +39 m	0 m

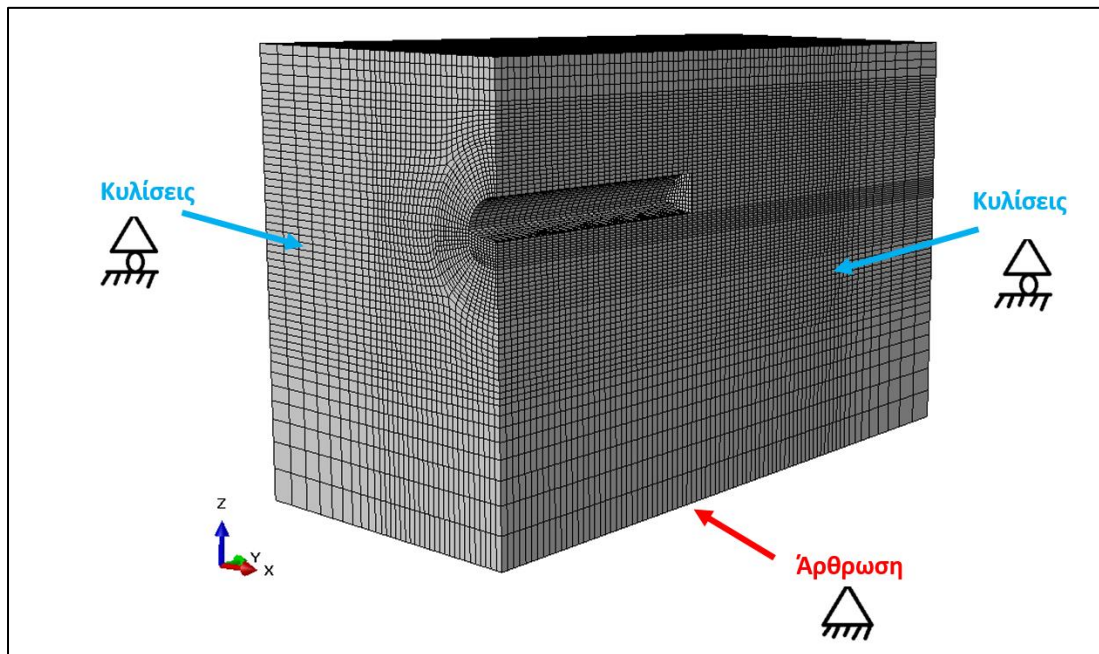
**Εικόνα 65 : Στάδια προσομοίωσης**

### **5.7 Συνοριακές συνθήκες**

Οι συνοριακές συνθήκες, που εφαρμόστηκαν στο αριθμητικό προσομοίωμα, είναι οι ακόλουθες:

- Πλευρικές κυλίσεις κατά τους αντίστοιχους άξονες στις παρίες του προσομοιώματος.
- Άρθρωση στη βάση του προσομοιώματος.

Η σχηματική αναπαράσταση των συνοριακών συνθηκών στο προσομοίωμα παρουσιάζεται στην Εικόνα 66.



Εικόνα 66 : Συνοριακές συνθήκες προσομοιώματος.

### 5.8 Λήψη αποτελεσμάτων

Σκοπός των αριθμητικών αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν είναι η εύρεση του βέλτιστου μήκους αγκυρίων μετώπου εκσκαφής (fiberglass nails). Για να διερευνηθεί ποιο είναι αυτό το μήκος, πραγματοποιήθηκαν οι ακόλουθοι έλεγχοι:

- **Εξώθησης μετώπου εκσκαφής**

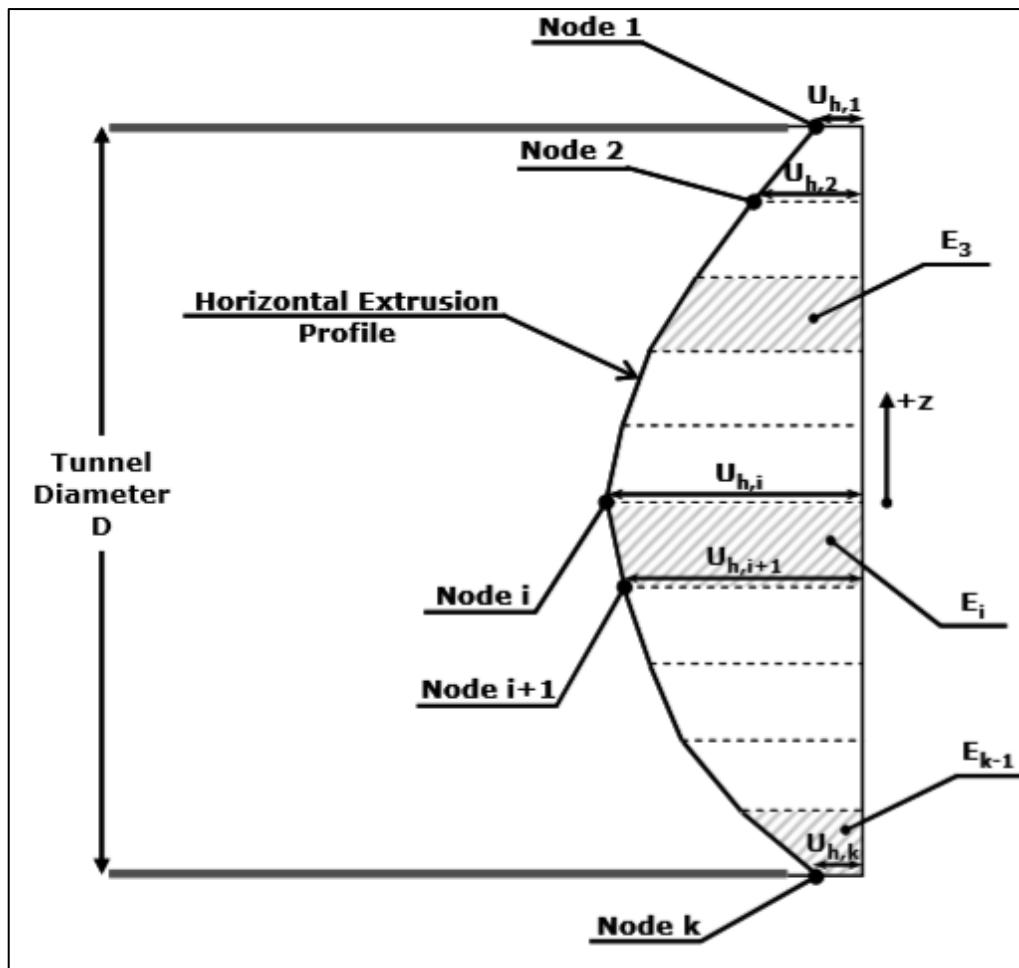
Κατά την διάρκεια μείωσης του μήκους αγκυρίων μετώπου fiberglass, καταγράφεται συνεχώς η εξώθηση του μετώπου εκσκαφής  $\Omega_F = \left(\frac{U_h}{D}\right) \times \left(\frac{E}{p_0}\right)$ , όπου:

- ✓  $U_h$ : μετρούμενη εξώθηση μετώπου από αριθμητική ανάλυση
- ✓  $D$ : ισοδύναμη διάμετρος σήραγγας
- ✓  $E$ : μέτρο ελαστικότητας γεωυλικού
- ✓  $p_0$ : γεωστατικό πεδίο στον άξονα της σήραγγας

Οι μετρούμενες εξωθήσεις του μετώπου εκσκαφής από τις αριθμητικές αναλύσεις υπολογίστηκαν με δύο (2) μεθόδους:

- α. Κατακόρυφη ανάπτυξη μέγιστων εξωθήσεων**

Πραγματοποιείται καταγραφή της εξώθησης κατά τον κατακόρυφο άξονα του μετώπου εκσκαφής, όπως παρουσιάζεται στην Εικόνα 67.



Εικόνα 67 : Μέθοδος υπολογισμού εξώθησης μετώπου εκσκαφής κατά τον κατακόρυφο άξονα.

Η μετρούμενη εξώθηση προκύπτει από την ακόλουθη σχέση:

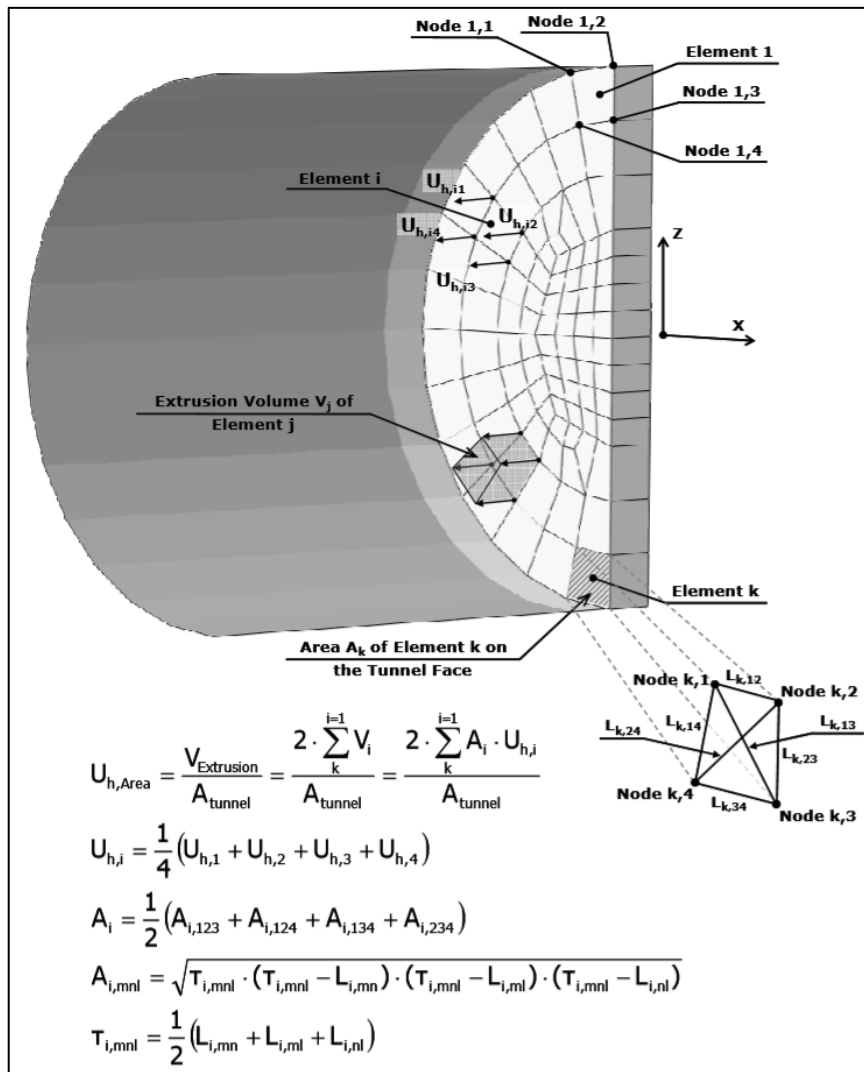
$$U_{h,Diameter} = \frac{E_{extrusion}}{D}$$

$$\text{όπου: } E_{extrusion} = \sum_{k-1}^{i=1} E_i = \sum_{k-1}^{i=1} \frac{(U_{h,i} + U_{h,i+1}) \times (z_i - z_{i+1})}{2}$$

### β. Μέση εξώθηση του μετώπου εκσκαφής

Πραγματοποιείται καταγραφή της μέσης εξώθησης του μετώπου εκσκαφής, μετρώντας την εξώθηση σε κάθε κόμβο (node) των πεπερασμένων στοιχείων του μετώπου εκσκαφής (elements) και διαιρείται προς την αντίστοιχη επιφάνεια που αυτά καταλαμβάνουν. Ο αναλυτικός τρόπος του υπολογισμού της μέσης εξώθησης μετώπου εκσκαφής, παρουσιάζεται στην Εικόνα 68.

**Προτιμάται αυτή η μέθοδος για τον υπολογισμό της εξώθησης μετώπου εκσκαφής, όταν αυτό προϋποστηρίζεται με αγκύρια μετώπου fiberglass, διότι καταγράφεται η συνεισφορά στο σύνολο του μετώπου και όχι τοπικά.**



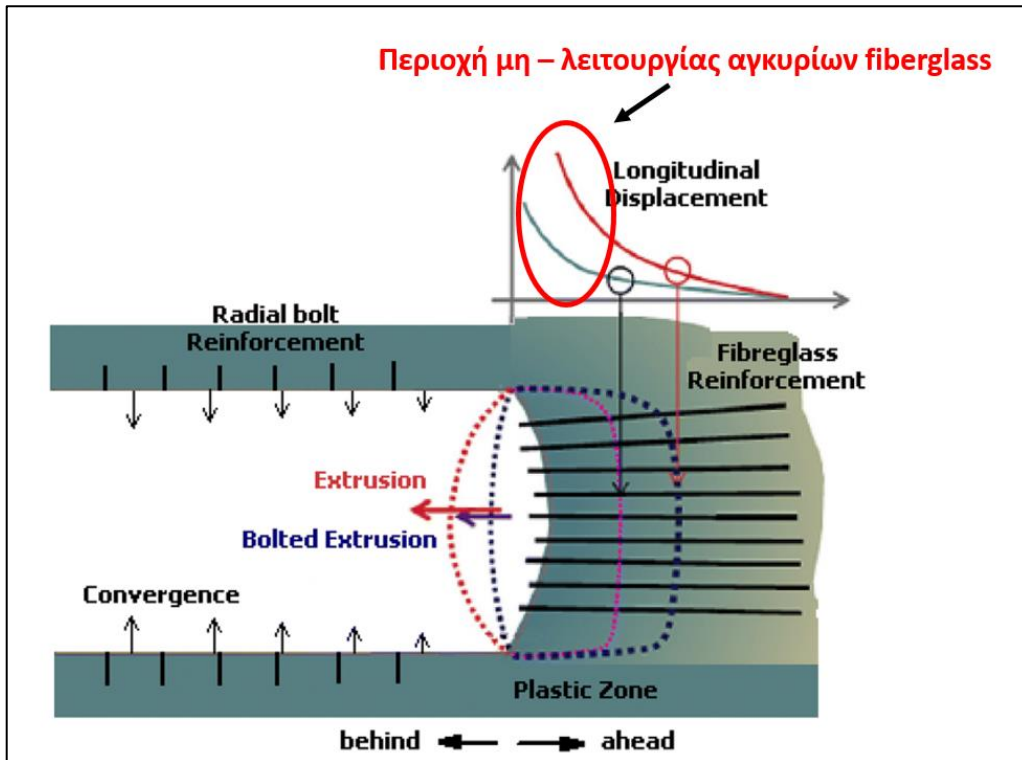
Εικόνα 68 : Μέθοδος υπολογισμού μέσης εξώθησης μετώπου εκσκαφής.

Με τον τρόπο αυτό, επιτυγχάνεται η εύρεση του βέλτιστου μήκους αγκυρίων μετώπου (fiberglass), όταν καταγράφεται ταχεία αύξηση της εξώθησης του μετώπου. Πρακτικά, στο σημείο αυτό παύει η συνεισφορά των αγκυρίων στην βελτίωση της ευσταθείας του μετώπου εκσκαφής.

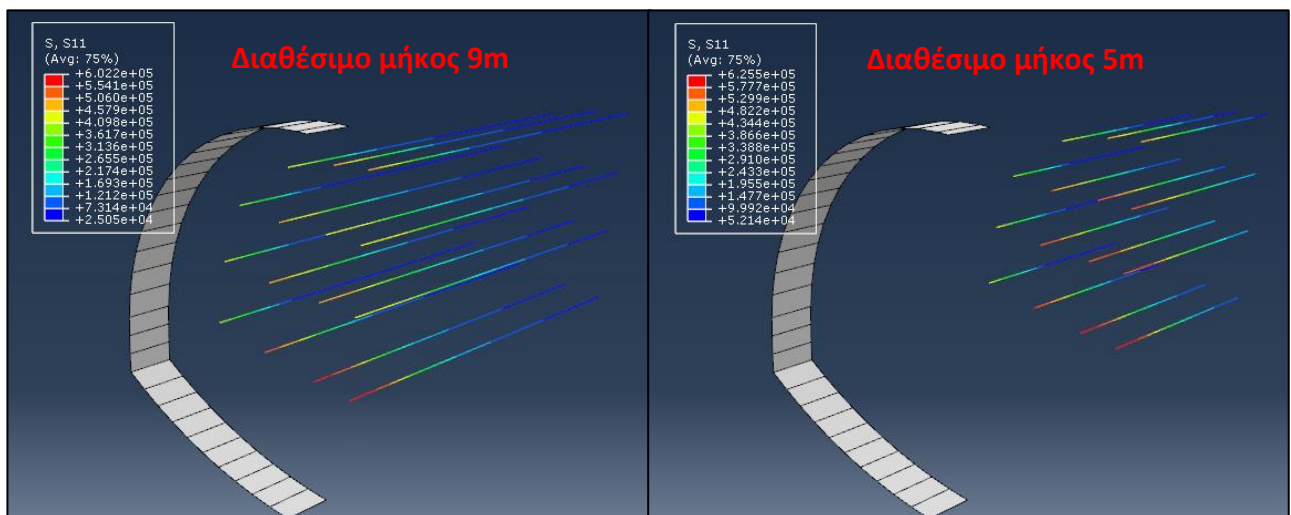
- **Κύρια τάση αγκυρίων μετώπου (fiberglass)**

Σε κάθε στάδιο της αριθμητικής ανάλυσης, καταγράφεται η κύρια τάση (εφελκυστική) που αναπτύσσεται στα αγκύρια μετώπου fiberglass. Πρώτον, ελέγχεται εάν η τάση αυτή είναι μικρότερη από το όριο διαρροής τους, ώστε να μην συμβεί αστοχία του υλικού. Στη συνέχεια, για να ευρεθεί το βέλτιστο μήκος λειτουργίας, εντοπίζεται το σημείο όπου τα αγκύρια θα αναπτύξουν την μέγιστη τάση, η οποία στη συνέχεια θα μειωθεί. Πρακτικά, το σημείο αυτό είναι το βέλτιστο μήκος, διότι μετά γίνεται μείωση της τάσης λόγω της αστοχίας του μετώπου εκσκαφής και της παύσης λειτουργίας τους. Στην Εικόνα 69, παρουσιάζεται η αύξηση της τάσης των αγκυρίων μετώπου (fiberglass), με την μείωση του διαθέσιμου μήκους πάκτωσής τους.





Εικόνα 69 : Περιοχή μη – λειτουργίας αγκυρίων μετώπου fiberglass.



Εικόνα 70 : Μεταβολή αναπτυσσόμενης τάσης αγκυρίων μετώπου fiberglass, συναρτήσει του διαθέσιμου μήκους πάκτωσης. Αριστερά

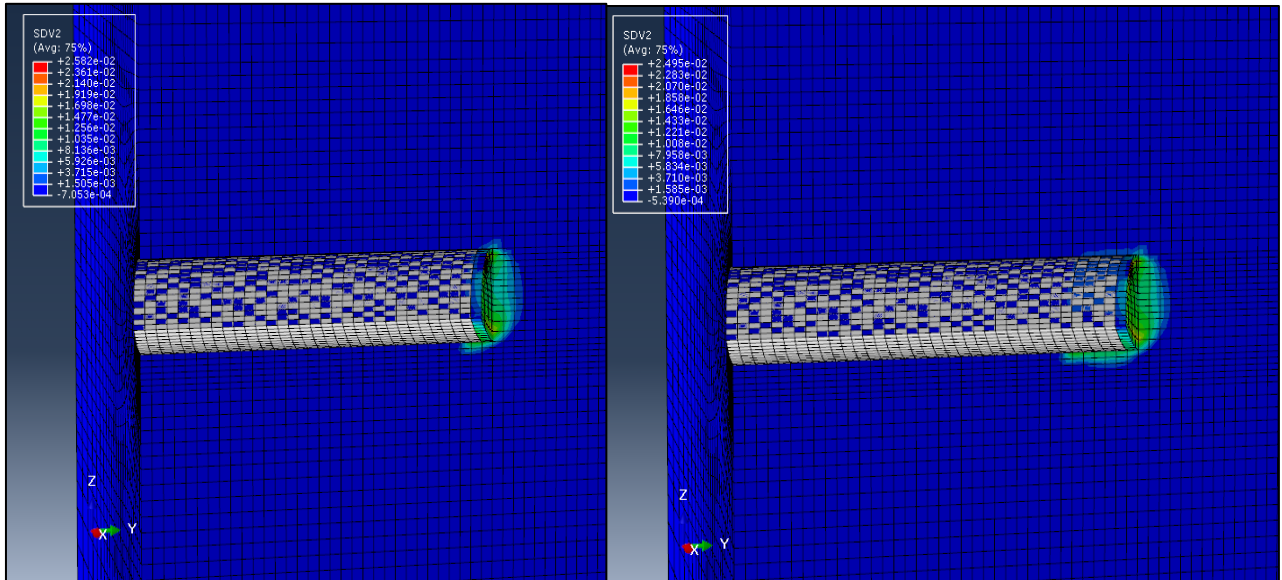
- Εύρος πλαστικής ζώνης εμπροσθεν του μετώπου (plastic zone)

Σε κάθε στάδιο της αριθμητικής ανάλυσης, καταγράφεται το ποσοστό της πλαστικής ζώνης μπροστά από το μέτωπο εκσκαφής. Στο σημείο στο οποίο θα έχει αναπτυχθεί πλαστική ζώνη σε μήκος ίσο και μεγαλύτερο από το διαθέσιμο μήκος πάκτωσης των αγκυρίων μετώπου fiberglass, παύει η λειτουργικότητα των αγκυρίων, καθώς πακτώνονται εντός πλαστικής



## Κεφάλαιο 5 : Αριθμητική Διερεύνηση Της Ευσταθείας Του Μετώπου

περιοχής και δεν μπορεί να αναπτυχθεί η απαιτούμενη συνάφεια μεταξύ αγκυρίων και περιβάλλοντος εδάφους, ώστε να περιορίσουν τις εξωθήσεις. Στην Εικόνα 71, παρουσιάζεται η αύξηση του εύρους της πλαστικής ζώνης έμπροσθεν του μετώπου εκσκαφής, με την μείωση του διαθέσιμου μήκους αγκυρίων μετώπου fiberglass.



Εικόνα 71 : Μεταβολή της πλαστικής ζώνης εμπρός από το μέτωπο εκσκαφής, συναρτήσει του διαθέσιμου μήκους αγκυρίων fiberglass. Αριστερά απομένουν 8m αγκυρίου ενώ δεξιά 4m

## Κεφάλαιο 6 : Αποτελέσματα αναλύσεων για ανυποστήρικτο μέτωπο

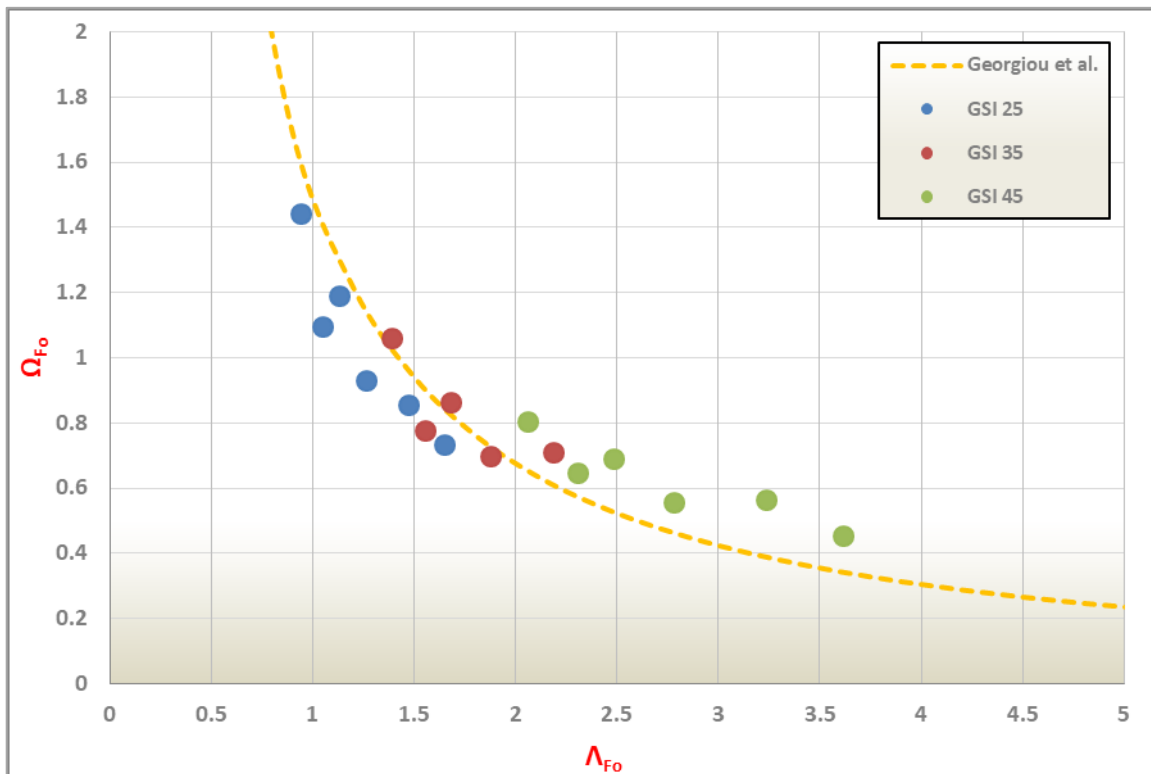
Στο συγκεκριμένο κεφάλαιο, γίνεται διερεύνηση της ευστάθειας του ανυποστήρικτου μετώπου εκσκαφής σε βαθιές σήραγγες (μέγιστα υπερκείμενα από άξονα σήραγγας 200m και ελάχιστα 100m). Συγκεκριμένα, εκσκάπτεται μόνο η άνω ημιδιατομή (top heading & invert) της σήραγγας, όπως και στην πραγματικότητα, όπου σε ασθενής βραχώμαζες, όπως αυτές που προσομοιώθηκαν στην συγκεκριμένη εργασία, γίνεται προσπάθεια περιορισμού του ενεργού μετώπου εκσκαφής, ώστε να αποφευχθούν φαινόμενα κατάρρευσης μετώπου.

Στις ενότητες που ακολουθούν, θα γίνει παρουσίαση των αποτελεσμάτων της εξώθησης του μετώπου εκσκαφής, της αναπτυσσόμενης πλαστικής ζώνης μπροστά από το μέτωπο εκσκαφής καθώς και της απώλειας εδαφικού όγκου ( $V_L$ ) και θα γίνει προσπάθεια προεκτίμησης του μήκους αλληλοεπικάλυψης των αγκυρίων fiberglass.

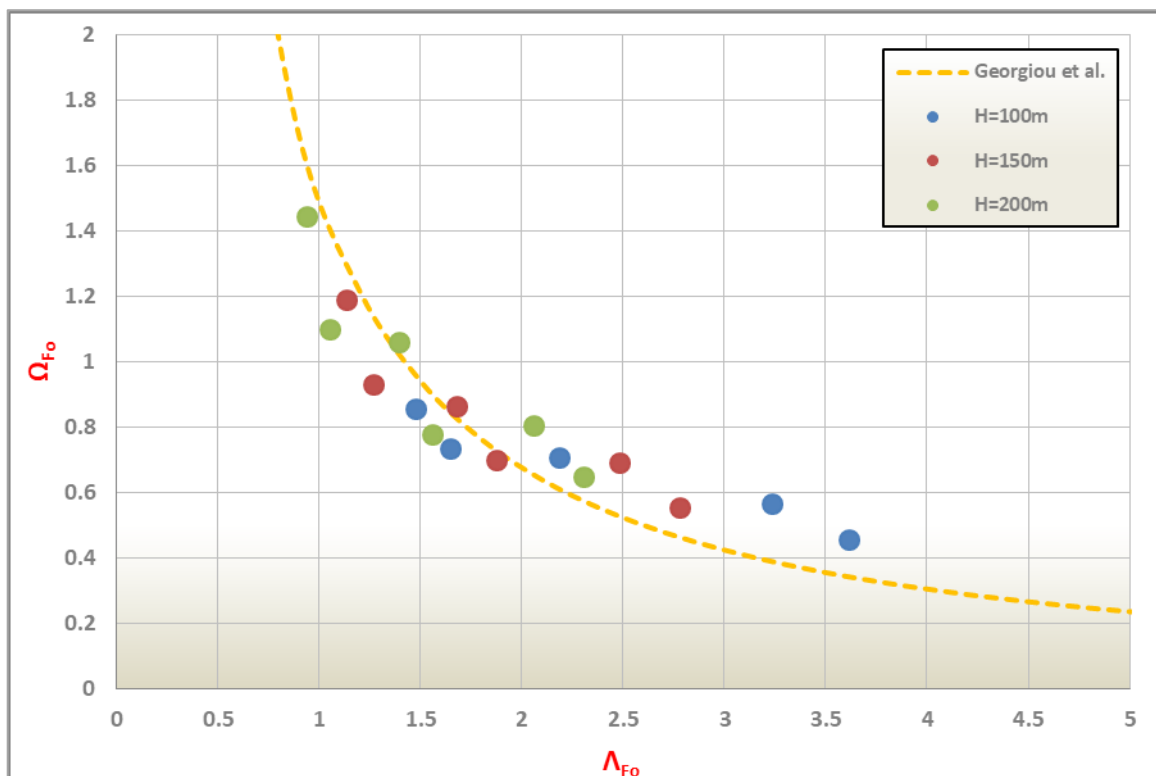
Η συσχέτιση των αποτελεσμάτων με τις εδαφικές παραμέτρους και τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της εκσκαφής πραγματοποιείται μέσω του συντελεστή ασφαλείας μετώπου  $\Lambda_{F_0}$  κατά Georgiou et al. (2020) (βλ. Ενότητα 4.5) και του συντελεστή υπερφόρτισης  $N_s$ .

### 6.1 Μετρούμενη Εξώθηση εκσκαφής

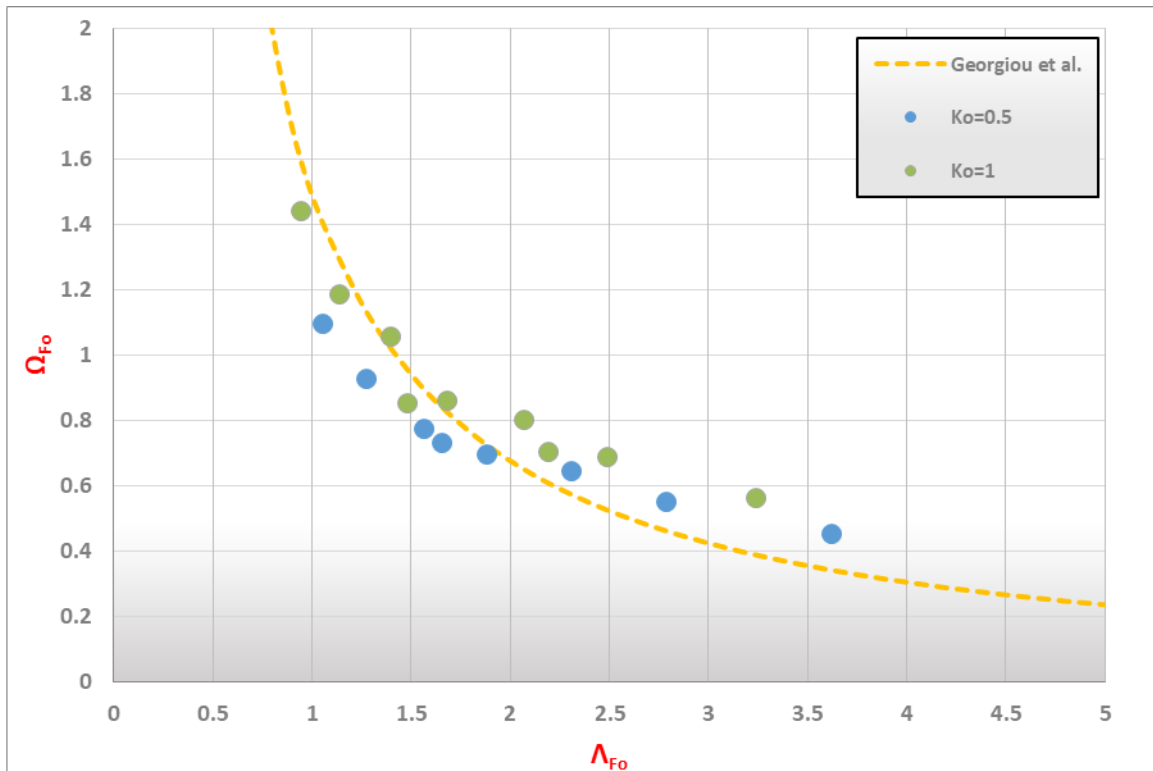
Αρχικά παρουσιάζονται τ' αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων της μετρούμενης μέσης εξώθησης του μετώπου εκσκαφής  $\Omega_{F_0}$  με τον συντελεστή ασφαλείας  $\Lambda_{F_0}$  συναρτήσει του  $GSI$  (Διάγραμμα 1), του βάθους υπερκειμένων  $H$  (Διάγραμμα 2) και του συντελεστή ουδέτερων ωθήσεων  $K_0$  (Διάγραμμα 3)



Διάγραμμα 1: Αποτύπωση εξωθήσεων μετώπου εκσκαφής βάσει συντελεστή ευστάθειας  $\Lambda_{Fo}$  για διαφορετικές τιμές GSI.



Διάγραμμα 2: Αποτύπωση εξωθήσεων μετώπου εκσκαφής βάσει συντελεστή ευστάθειας  $\Lambda_{Fo}$  για διαφορετικά ύψη υπερκείμενων γαιών.



Διάγραμμα 3: Αποτύπωση εξωθήσεων μετώπου εκσκαφής βάσει συντελεστή ευστάθειας  $\Lambda_{F_0}$  για διαφορετική τιμή του συντελεστή ουδέτερων ωθήσεων  $K_0$ .

Στα παραπάνω διαγράμματα αποτυπώνονται τ' αποτελέσματα 18 διαφορετικών περιπτώσεων, όπως φαίνεται και στον πίνακα της Εικόνας 55. Όπου είναι οι 9 περιπτώσεις του παρακάτω πίνακα για  $K_0=1$  και  $K_0=0.5$

<i>GSI</i>	<i>H(m)</i>	$\sigma_{cm}(kPa)$	<i>c(kPa)</i>	$\varphi(deg)$
25	100	533.1	180.00	29.03
25	150	533.1	240.00	26.16
25	200	533.1	280.00	24.21
35	100	789.1	230.00	32.37
35	150	789.1	300.00	29.32
35	200	789.1	350.00	27.20
45	100	1168.0	280.00	35.46
45	150	1168.0	350.00	32.31
45	200	1168.0	420.00	30.10

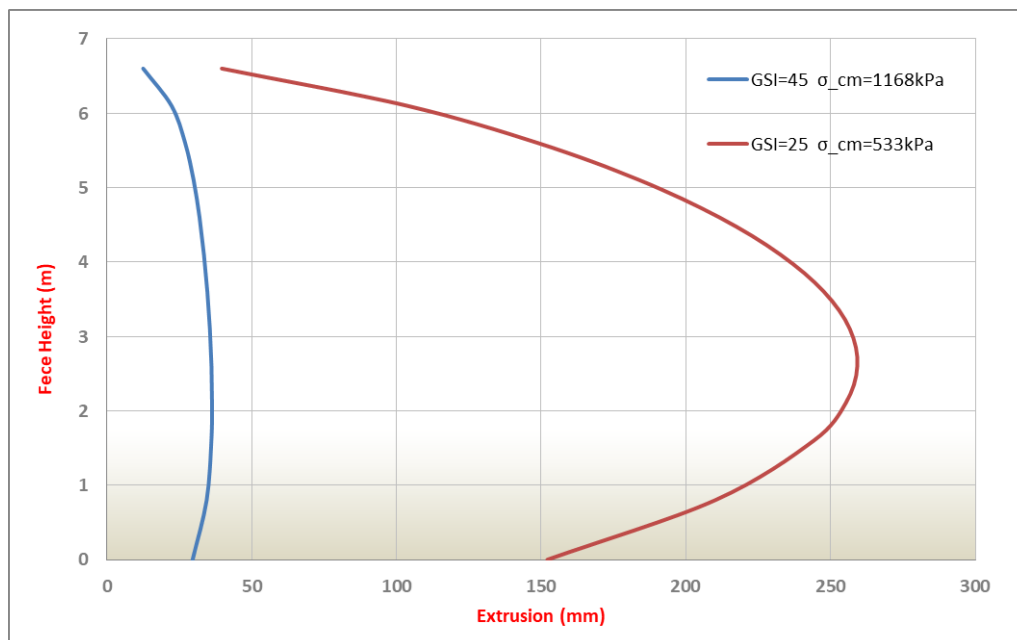
Μηχανικές παράμετροι εδαφικών υλικών

Τα αποτελέσματα επιβεβαιώνουν την επιρροή των γεωλογικών και γεωμετρικών χαρακτηριστικών στην μεταβολή των εξωθήσεων του μετώπου. Στο Διάγραμμα 2 όπου παρουσιάζεται η συσχέτιση  $\Omega_{F_0} - \Lambda_{F_0}$  συναρτήσει του βάθους βλέπουμε ότι όσο αυξάνει το βάθος αυξάνονται και η εξωθήσεις, όπως και στο Διάγραμμα 3 που βλέπουμε ότι για  $K_0=0.5$  είναι λίγο μικρότερες οι εξωθήσεις απ' ότι σε αντίστοιχες εκσκαφές που λαμβάνουν χώρα σε περιβάλλον με συντελεστή ουδέτερων ωθήσεων  $K_0=1$ . Ωστόσο πιο ξεκάθαρη εικόνα δίνεται στο Διάγραμμα 1, όπου διακρίνεται η μεγάλη επιρροή που έχουν τα μηχανικά

χαρακτηριστικά της βραχώμαζας, αποτυπωμένα μέσω του δείκτη GSI, στην ανάπτυξη των εξωθήσεων.

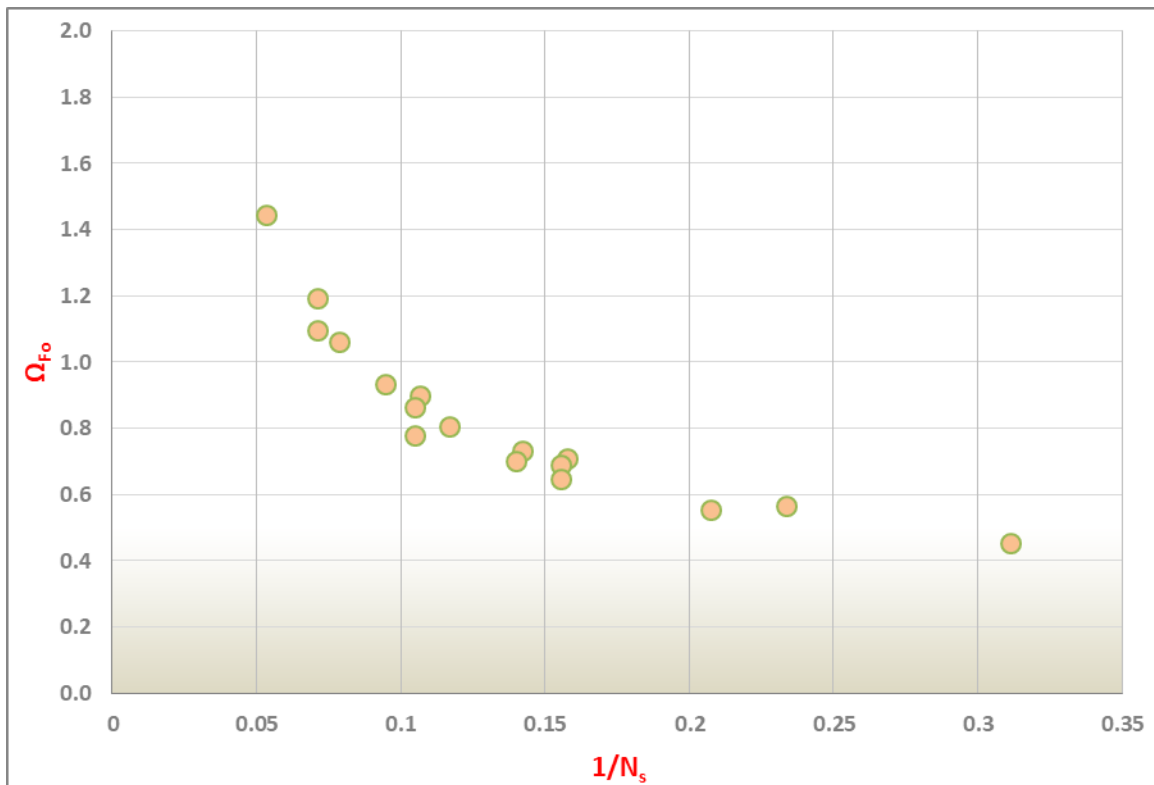
Ταυτόχρονα στα διαγράμματα έχει χαραχτεί και η θεωρητική καμπύλη που προτείνεται από τους Georgiou et. al (2020) του συντελεστή  $\Lambda_{F_0}$  και υπάρχει πολύ καλή ταύτιση με τ' αποτελέσματα των αναλύσεων της παρούσας διπλωματικής. Η μικρή αύξηση της διασποράς που φαίνεται στις μεγαλύτερες τιμές του  $\Lambda_{F_0}$  οφείλεται στο ότι για την διαμόρφωση της σχέσης έχουν ληφθεί υπόψη μεγάλοι όγκοι δεδομένων τόσο από ρηχές όσο και από βαθιές σήραγγες και εμπεριέχεται ήδη η διασπορά τους.

Από το παραπάνω διάγραμμα παρατηρούμε μια εκθετική αύξηση των εξωθήσεων για  $\Lambda_{F_0} < 1.5$ , όπου για τιμές  $< 1$  οι εξωθήσεις αυξάνονται απότομα, γεγονός που οφείλεται στην αστοχία του μετώπου εκσκαφής. Συνεπώς μπορούμε να συμπεράνουμε ότι για τιμές  $\Lambda_{F_0} < 1$  βρισκόμαστε σε κατάσταση αστοχίας του μετώπου εκσκαφής, ενώ για τιμές μεταξύ 1 έως 1.5 αναφερόμαστε σε οριακή κατάσταση ισορροπίας που σίγουρα δεν είναι μακροχρόνια και θα απαιτηθεί κάποια ενίσχυση για να εξασφαλιστεί μόνιμη ευστάθεια. Ο πίνακας που ακολουθεί εμπεριέχει τις μετρήσιμες εξωθήσεις για το ανυποστήρικτο μέτωπο οι οποίες όπως φαίνεται κυμαίνονται από 16mm έως 500mm.



**Εικόνα 72 : Σύγκριση της εξώθησης σε ασθενή βραχώμαζα με την εξώθηση σε πιο καλή βραχώμαζα. Ο χαρακτηρισμός των πετρωμάτων γίνεται μέσω των ισοδύναμων παραμέτρων  $\varphi$  και  $c$**

Ακολουθεί το γράφημα των αποτελεσμάτων όπου συσχετίζεται ο συντελεστής εξώθησης  $\Omega_{F_0}$  με τον λόγο  $1/N_s$  όπου  $N_s$  ο συντελεστής υπερφόρτισης (Διάγραμμα 4). Ο συντελεστής υπερφόρτισης ισούται  $N_s=2*P_0/\sigma_{cm}$ , άρα από τον λόγο  $1/N_s$  παρατηρούμε την αύξηση της αντοχής της βραχώμαζας ως προς τις γεωστατικές τάσεις.



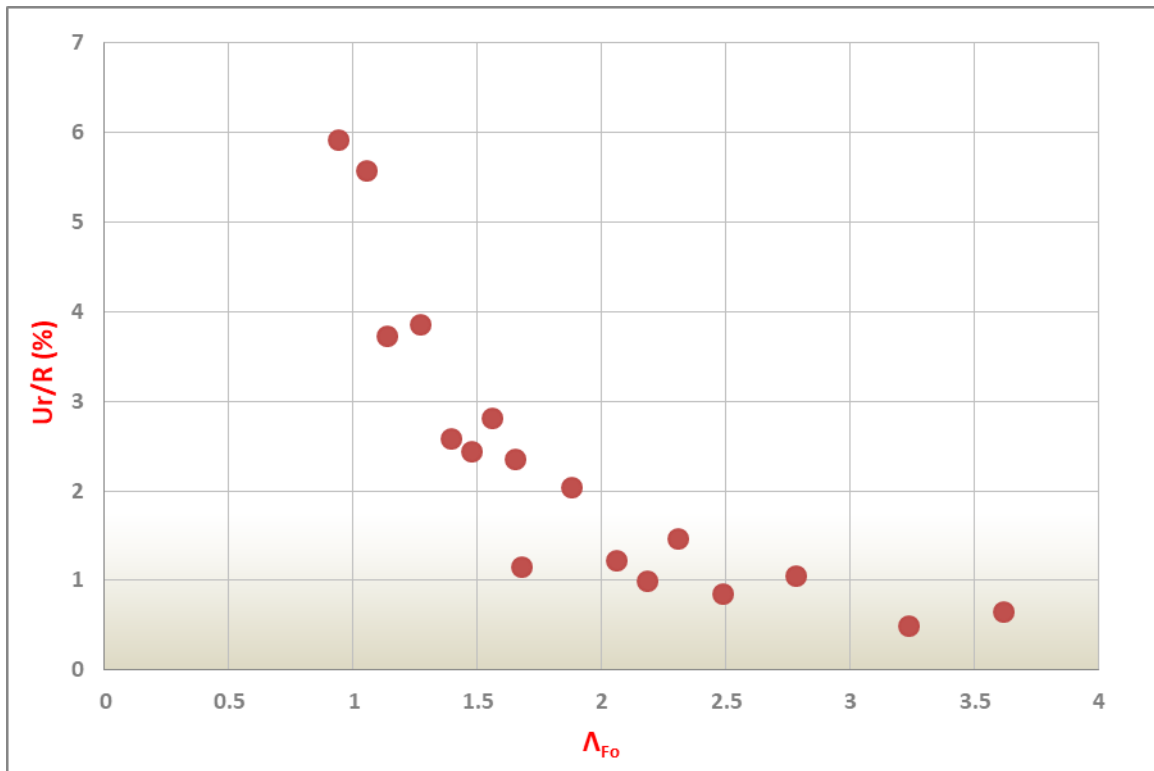
Διάγραμμα 4: Αποτύπωση εξωθήσεων μετώπου εκσκαφής βάσει συντελεστή υπερφόρτισης  $1/N_s$ .

Στο διάγραμμα  $\Omega_{Fo}$  -  $1/N_s$  φαίνεται η πολύ καλή συσχέτιση των αποτελεσμάτων. Παρατηρείται ότι όταν ο συντελεστής  $1/N_s$  γίνεται μικρότερος του 0.1 οι εξωθήσεις στο μέτωπο εκσκαφής αυξάνονται εκθετικά οπότε και ξεκινάνε τα προβλήματα αστάθειας αλλά και αστοχίας του μετώπου.

## 6.2 Μετακινήσεις στην στέψη της σήραγγας και απώλεια εδαφικού όγκου

Από το σύνολο των αναλύσεων συγκεντρώθηκαν οι μέγιστες συγκλίσεις από κάθε ανάλυση, κανονικοποιήθηκαν διαιρώντας με την ακτίνα και αποτυπώθηκαν στο Διάγραμμα 5 συναρτήσει του  $\Lambda_{Fo}$

Στο Διάγραμμα 5 φαίνεται ότι υπάρχει πολύ καλή συσχέτιση μεταξύ  $U_r/R$  -  $\Lambda_{Fo}$  και επιβεβαιώνεται και σε αυτή την περίπτωση ότι στην περιοχή τιμών του  $\Lambda_{Fo}=1-1.5$  υπάρχει οριακή ευστάθεια της σήραγγας.



Διάγραμμα 5: Αποτύπωση κανονικοποιημένων συγκλίσεων  $U_r/R$  συναρτήσει του συντελεστή ασφαλείας  $\Lambda_{Fo}$ .

Από το σύνολο των αριθμητικών αναλύσεων, προκύπτει ότι οι συγκλίσεις ισορροπούν σε απόσταση μιας διαμέτρου (1D) πίσω από το μέτωπο εκσκαφής.

Στο μέτωπο, κατά την εκσκαφή του χάνεται όγκος

$$V_1 = A \times U_h = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times U_h,$$

όπου D η διάμετρος της σήραγγας και  $U_h$  η εξώθηση του μετώπου εκσκαφής. Επειδή οι συγκλίσεις ισορροπούν μια διάμετρο (1D) πίσω από το μέτωπο, ο όγκος που χάνεται είναι:

$$V_2 = \left( \frac{1}{2} \times \Delta R \times 1D \right) \times \pi \times D = \frac{1}{2} \times \pi \times D^2 \Delta R.$$

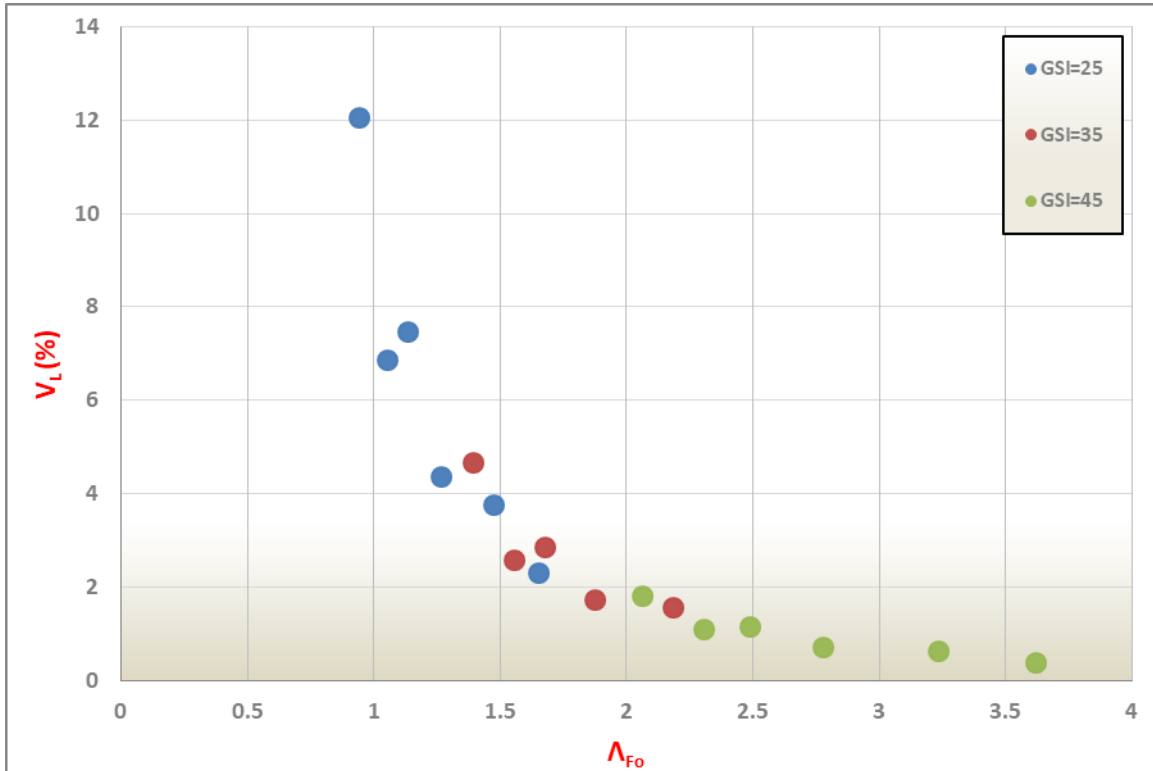
Εξισώνοντας τον όγκο  $V_1$  με  $V_2$ , προκύπτει  $\Delta R = \frac{U_h}{2}$

Η απώλεια όγκου  $V_L$ , ορίζεται ως:  $V_L = \frac{\Delta V}{V} = \frac{\Delta R \times \pi \times D}{\pi \times D^2 / 4} = 4 \times \frac{\Delta R}{D}$

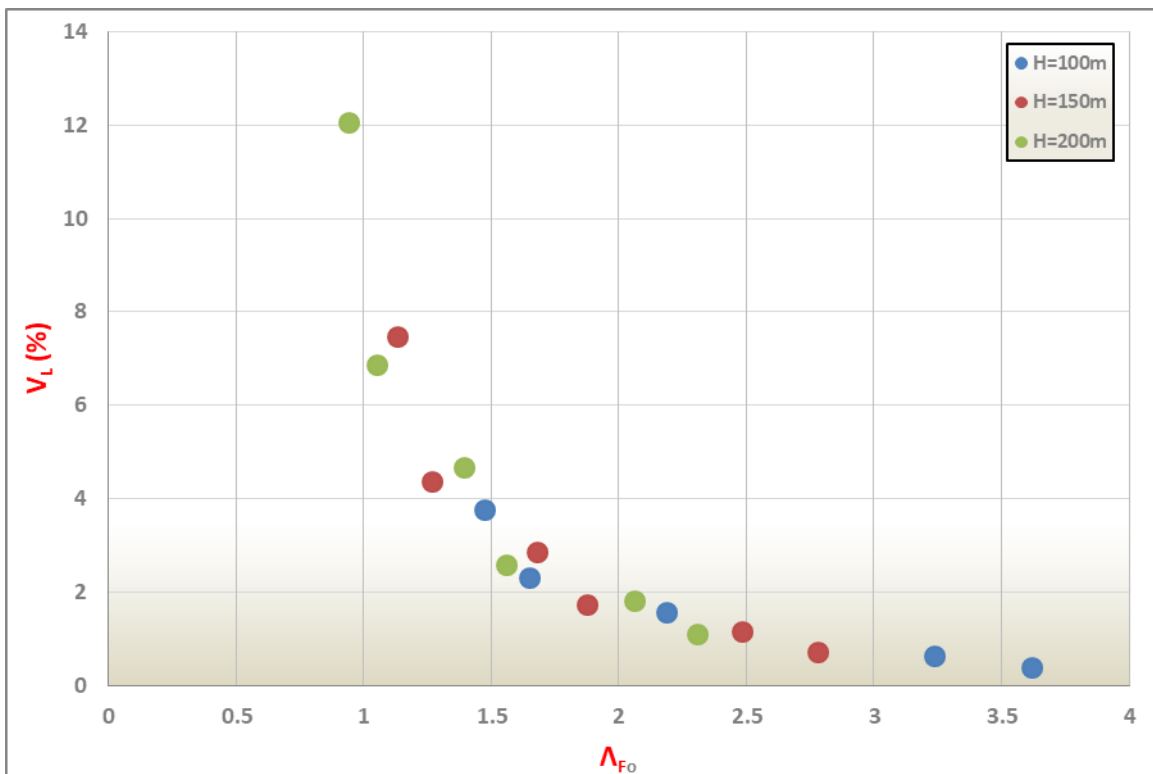
Για  $\Delta R = \frac{U_h}{2}$ , προκύπτει  $V_L = \frac{2 \times U_h}{D}$ .

Στη συνέχεια, αποτυπώνονται η απώλεια εδαφικού όγκου ( $V_L$ ), σε σχέση με τον συντελεστή ασφαλείας  $\Lambda_{Fo}$ , συναρτήσει του GSI των υπερκείμενων γαιών (H) και του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων ( $K_0$ ), όπως παρουσιάζεται στα Διαγράμματα 6, 7 και 8 αντίστοιχα.

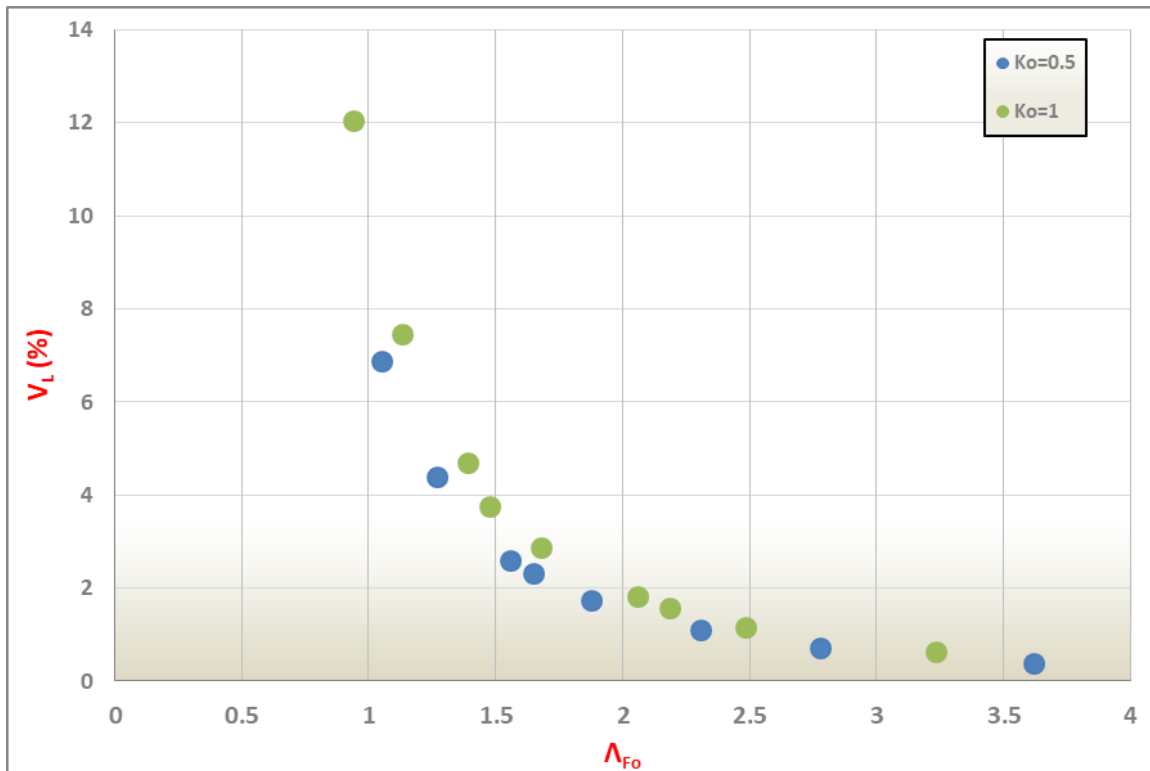




Διάγραμμα 6: Αποτύπωση απώλειας εδαφικού όγκου  $V_L$  σε σχέση με τον συντελεστή ευστάθειας  $\Lambda_{Fo}$  για διαφορετικές τιμές GSI.



Διάγραμμα 7: Αποτύπωση απώλειας εδαφικού όγκου  $V_L$  σε σχέση με τον συντελεστή ευστάθειας  $\Lambda_{Fo}$  για διαφορετικά ύψη υπερκείμενων γαιών.



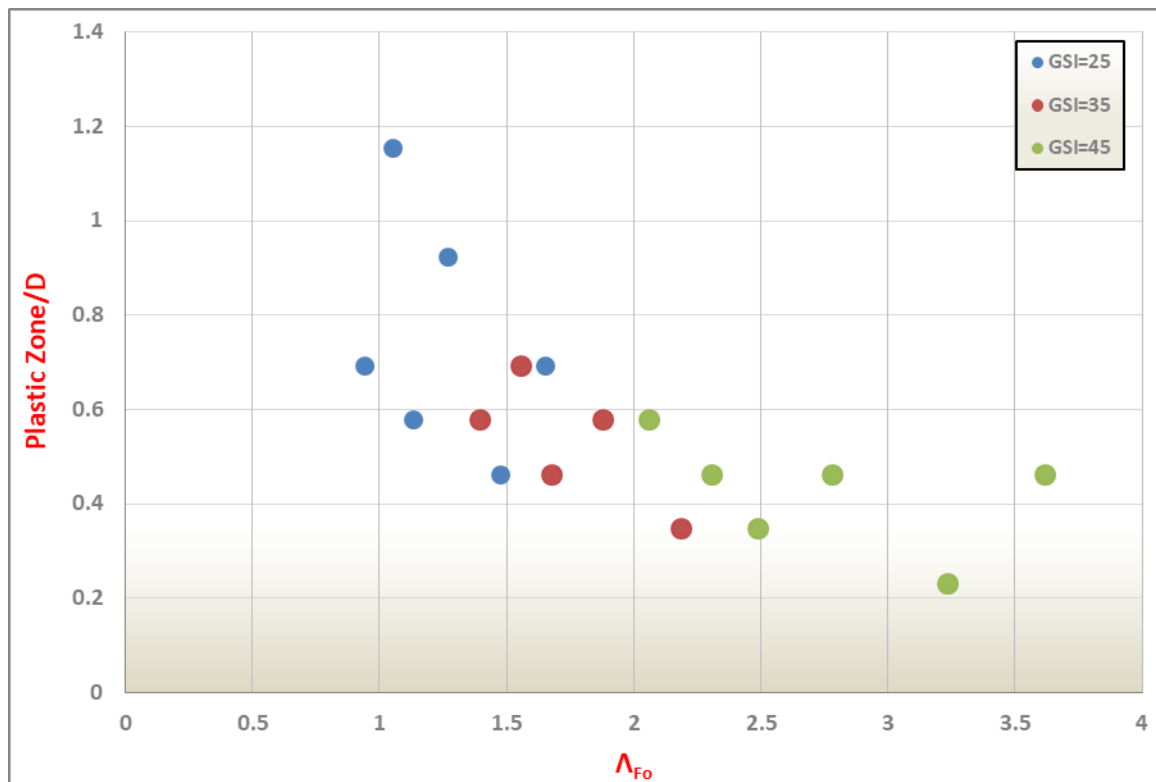
**Διάγραμμα 8:** Αποτύπωση απώλειας εδαφικού όγκου  $V_L$  σε σχέση με τον συντελεστή ευστάθειας  $\Lambda_{Fo}$  για διαφορετική τιμή του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων  $K_0$ .

Και από αυτή τη σειρά διαγραμμάτων φαίνεται ξεκάθαρα η επιρροή του GSI και του  $K_0$  στην αύξηση της απώλειας εδαφικού όγκου, ενώ τα υπερκείμενα δεν φαίνεται να επηρεάζουν με ένα συγκεκριμένο μοτίβο το  $V_L$ .

### 6.3 Ανάπτυξη πλαστικής ζώνης εμπροσθεν του μετώπου εκσκαφής

Βασικό μέγεθος, το οποίο εξετάζει η παρούσα εργασία, προκειμένου να μπορέσει να προεκτιμηθεί το βέλτιστο μήκος αγκύρωσης του μετώπου εκσκαφής με αγκύρια fiberglass, είναι το εύρος της πλαστικής ζώνης μπροστά από το μέτωπο εκσκαφής, ώστε τα αγκύρια να πακτώνονται μέσα στο υγιές πέτρωμα.

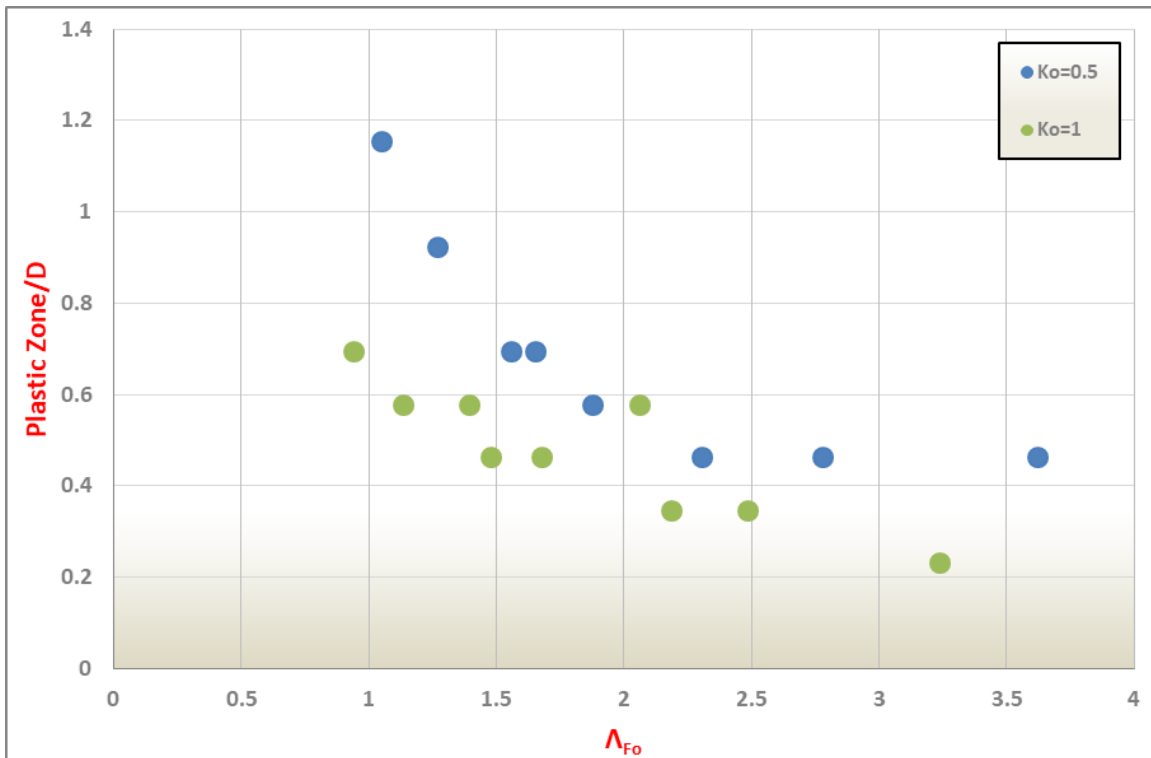
Στην παρούσα ενότητα, αποτυπώνονται το εύρος της πλαστικής ζώνης προς την διάμετρο της σήραγγας, σε σχέση με τον συντελεστή ασφαλείας  $\Lambda_{Fo}$ , συναρτήσεως του GSI και του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων ( $K_0$ ), όπως παρουσιάζεται στα Διαγράμματα 9 και 10.



Διάγραμμα 9: Αποτύπωση λόγου (Plastic Zone/D) βάσει συντελεστή ευστάθειας  $\Lambda_{Fo}$  για διαφορετικές τιμές GSI.

Στο διάγραμμα 10 που παρουσιάζεται η συσχέτιση του λόγου Plastic Zone/D με το  $\Lambda_{Fo}$  συναρτήσει του  $K_0$  παρατηρείται ότι η πλαστική ζώνη είναι μεγαλύτερη για  $K_0=0.5$  ενώ οι εξωθήσεις όπως φάνηκε στα προηγούμενα γραφήματα ήταν μικρότερες για  $K_0=0.5$ .

Η περισσότερες τιμές του λόγου Plastic Zone/D εκτείνονται στην περιοχή 0.4-0.7. Το  $D=8.66m$  άρα η πλαστική ζώνη εκτείνεται έμπροσθεν του μετώπου περί τα 4-5m στις περισσότερες περιπτώσεις. Συνεπώς θα μπορούσε να προεκτιμηθεί ότι το μήκος αλληλοεπικάλυψης των αγκυρίων θα πρέπει να είναι τουλάχιστον 4m και σε κάποιες περιπτώσεις να ξεπερνάει και τα 6m για να πακτώνονται πάντα σε υγιές πέτρωμα.



Διάγραμμα 10: Αποτύπωση λόγου (Plastic Zone/D) βάσει συντελεστή ευστάθειας  $\Lambda_{Fo}$  για διαφορετική τιμή του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων  $Ko$ .

## Κεφάλαιο 7 : Αποτελέσματα αναλύσεων για μέτωπο υποστηριγμένο με αγκύρια fiberglass

Στο συγκεκριμένο κεφάλαιο, γίνεται διερεύνηση της ευστάθειας του μετώπου εκσκαφής σε βαθιές σήραγγες (μέγιστα υπερκείμενα από άξονα σήραγγας 200m και ελάχιστα 100m). Πραγματοποιείται προϋποστήριξη του μετώπου με αγκύρια fiberglass με πυκνότητα 1 αγκύριο ανά 2m<sup>2</sup> και ανά 4m<sup>2</sup>. Συγκεκριμένα, εκσκάπτεται μόνο η άνω ημιδιατομή (top heading & invert) της σήραγγας, όπως και στην πραγματικότητα, όπου σε ασθενής βραχώμαζες, όπως αυτές που προσομοιώθηκαν στην συγκεκριμένη εργασία, γίνεται προσπάθεια περιορισμού του ενεργού μετώπου εκσκαφής, ώστε να αποφευχθούν φαινόμενα κατάρρευσης μετώπου.

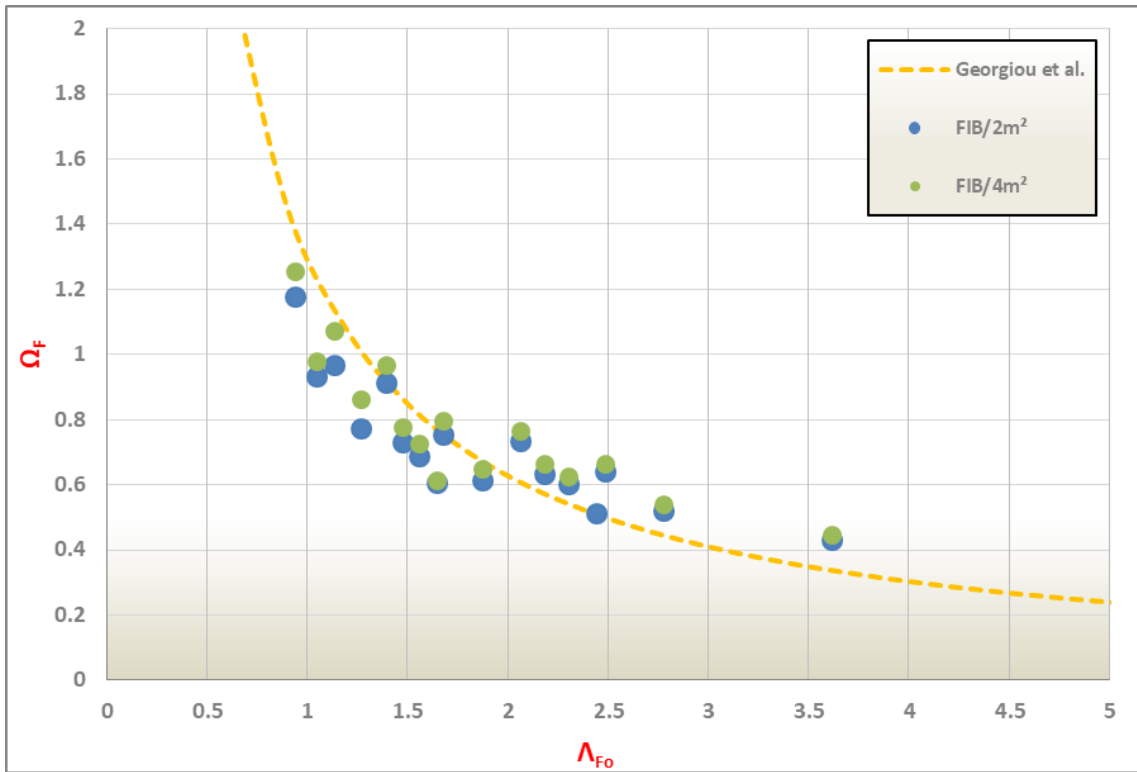
Στις ενότητες που ακολουθούν, θα γίνει παρουσίαση των αποτελεσμάτων της εξώθησης του μετώπου εκσκαφής, της αναπτυσσόμενης πλαστικής ζώνης μπροστά από το μέτωπο εκσκαφής καθώς και της απώλειας εδαφικού όγκου ( $V_L$ ), καθώς και το βέλτιστο μήκος πάκτωσης των αγκυρίων ώστε αυτά να είναι λειτουργικά.

Η συσχέτιση των αποτελεσμάτων με τις εδαφικές παραμέτρους και τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της εκσκαφής πραγματοποιείται μέσω του συντελεστή ασφαλείας μετώπου  $\Lambda_{F_0}$  κατά Georgiou et al. (2020) (βλ. Ενότητα [4.5](#)) και του συντελεστή υπερφόρτισης  $N_s$ .

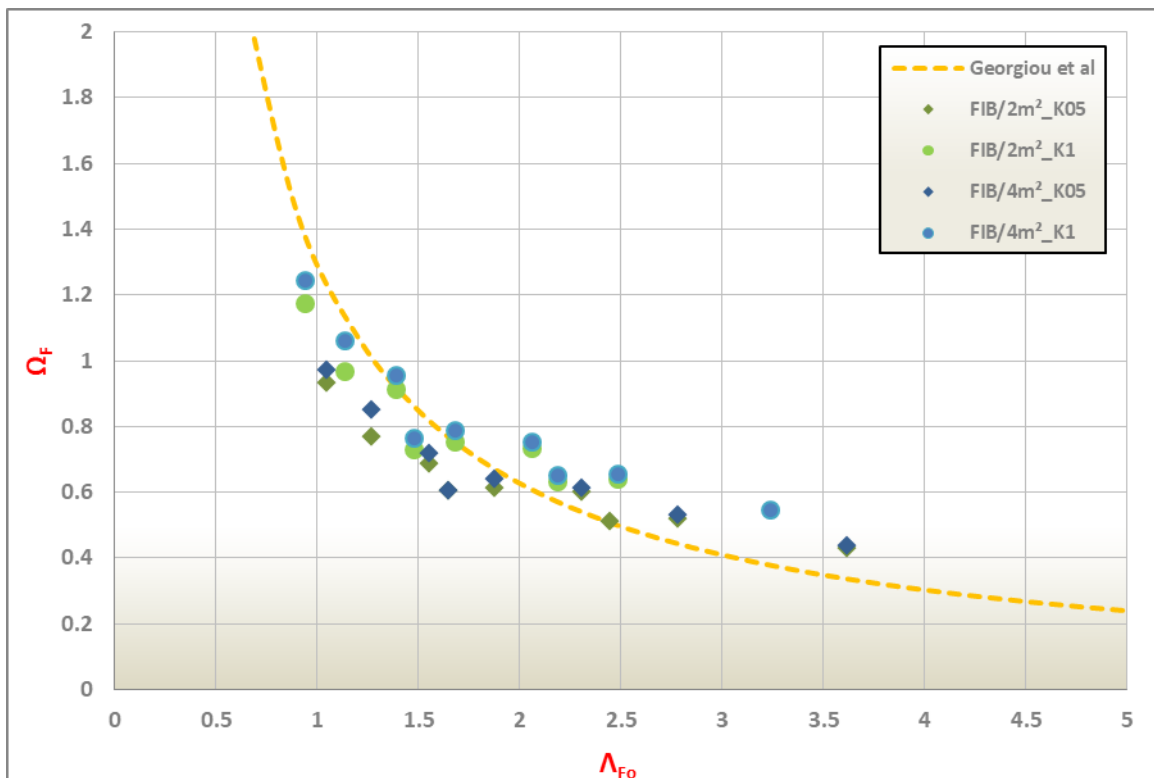
### 7.1 Μετρούμενη Εξώθηση εκσκαφής

Στα διαγράμματα που παρατίθενται αρχικά, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της μετρούμενης εξώθησης  $\Omega_F$  ως προς τον συντελεστή  $\Lambda_{F_0}$  συναρτήσει των 2 διαφορετικών πυκνοτήτων τοποθέτησης, δηλαδή ανά 2m<sup>2</sup> και ανά 4m<sup>2</sup>. Ενώ στη συνέχεια εξετάζεται παραμετρικά η διασπορά των αποτελεσμάτων ως προς τον συντελεστή ουδέτερων ωθήσεων αλλά και ως προς GSI.

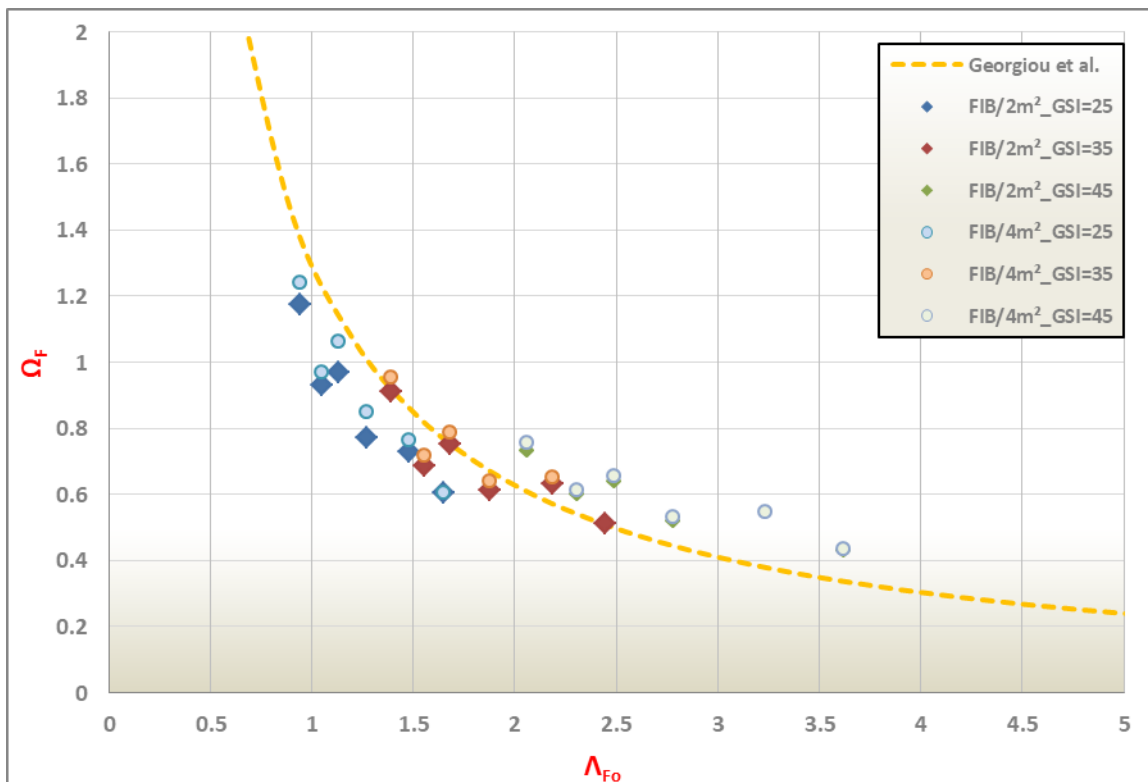
## Κεφάλαιο 7 : Αποτελέσματα αναλύσεων για μέτωπο υποστηριγμένο με αγκύρια fiberglass



**Διάγραμμα 11:** Αποτύπωση εξωθήσεων μετώπου εκσκαφής βάσει συντελεστή ευστάθειας  $\Lambda_{Fo}$  για  $FIB/2m^2$  και  $FIB/4m^2$ .



**Διάγραμμα 12:** Αποτύπωση εξωθήσεων μετώπου εκσκαφής βάσει συντελεστή ευστάθειας  $\Lambda_{Fo}$  για  $FIB/2m^2$  και  $FIB/4m^2$  ως προς  $K_0$



Διάγραμμα 13: Αποτύπωση εξωθήσεων μετώπου εκσκαφής βάσει συντελεστή ευστάθειας  $\Lambda_{Fo}$  για  $FIB/2m^2$  και  $FIB/4m^2$  ως προς  $GSI$

Όπως διαφαίνεται από τα παραπάνω διαγράμματα οι εξωθήσεις μετώπου μειώνονται με την εφαρμογή υποστήριξης με fiberglass σε σχέση με το ανυποστήρικτο που τα αποτελέσματα παρουσιάστηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο. Ενώ τα αποτελέσματα ταυτίζονται αρκετά καλά με την προτεινόμενη καμπύλη των Georgiou et al.(2020)

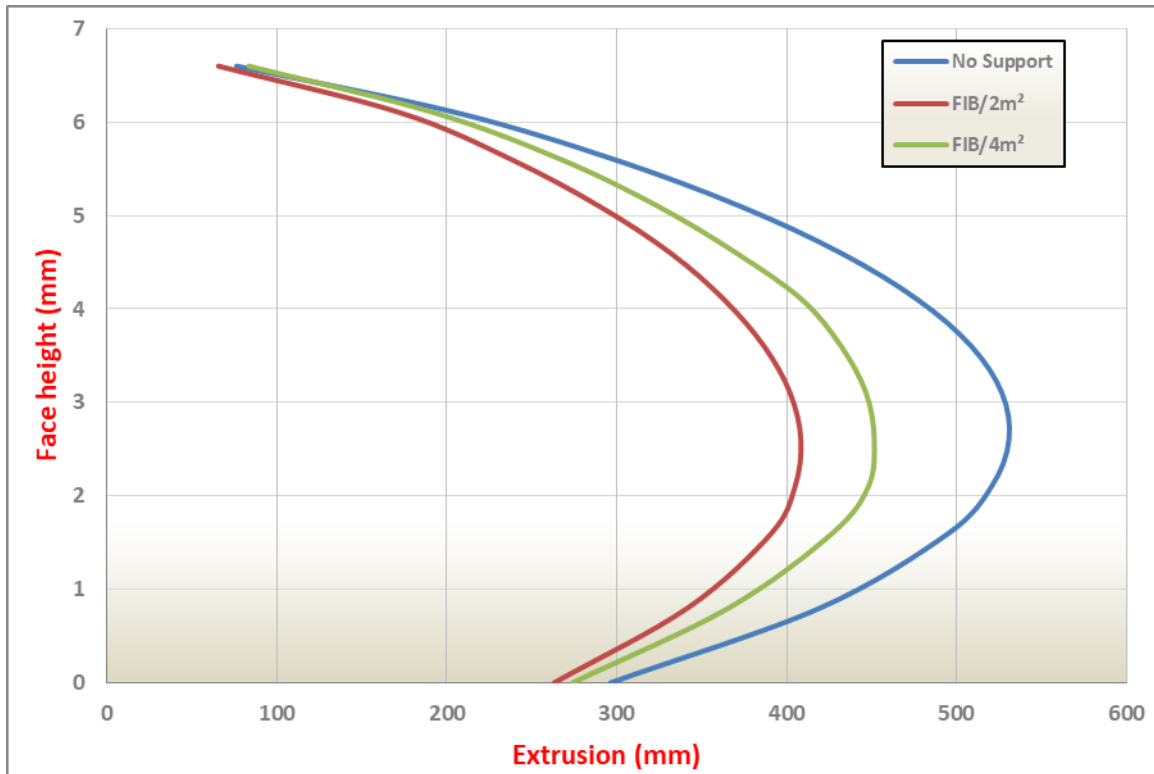
Στο Διάγραμμα 12 επιβεβαιώνεται, όπως και είναι αναμενόμενο, ο ρόλος των πλευρικών ωθήσεων, δηλαδή της  $\sigma_3$ , στην αύξηση των εξωθήσεων, όπου για  $K_0=1$  παρατηρείται ότι οι εξωθήσεις είναι μεγαλύτερες.

Η πυκνότητα των αγκυρίων, δηλαδή η τοποθέτηση ανά  $2m^2$  και ανά  $4m^2$  επηρεάζει περισσότερο τις εξωθήσεις στις πιο ασθενείς βραχώμαζες με δείκτη  $GSI=25$ , όπως φαίνεται στο Διάγραμμα 13. Ενώ όσο βελτιώνονται οι μηχανικές ιδιότητες του πετρώματος υπάρχει ταύτιση των αποτελεσμάτων.

Στο Διάγραμμα 14 φαίνεται η σύγκριση των μέγιστων εξωθήσεων στον κάθετο άξονα της σήραγγας, και αφορά την περίπτωση βραχώμαζας με  $GSI=25$ , ύψος υπερκειμένων  $H=150m$  και  $K_0=1$ . Η τοποθέτηση αγκυρίων ανά  $2m^2$  μειώνει τις μέγιστες εξωθήσεις περίπου 25% σε σχέση με την περίπτωση όπου το μέτωπο είναι ανυποστήρικτο, ενώ η τοποθέτηση αγκυρίων ανά  $4m^2$  μειώνει περίπου 15% τις μέγιστες εξωθήσεις που θα είχαμε στην περίπτωση ανυποστήρικτου μετώπου.

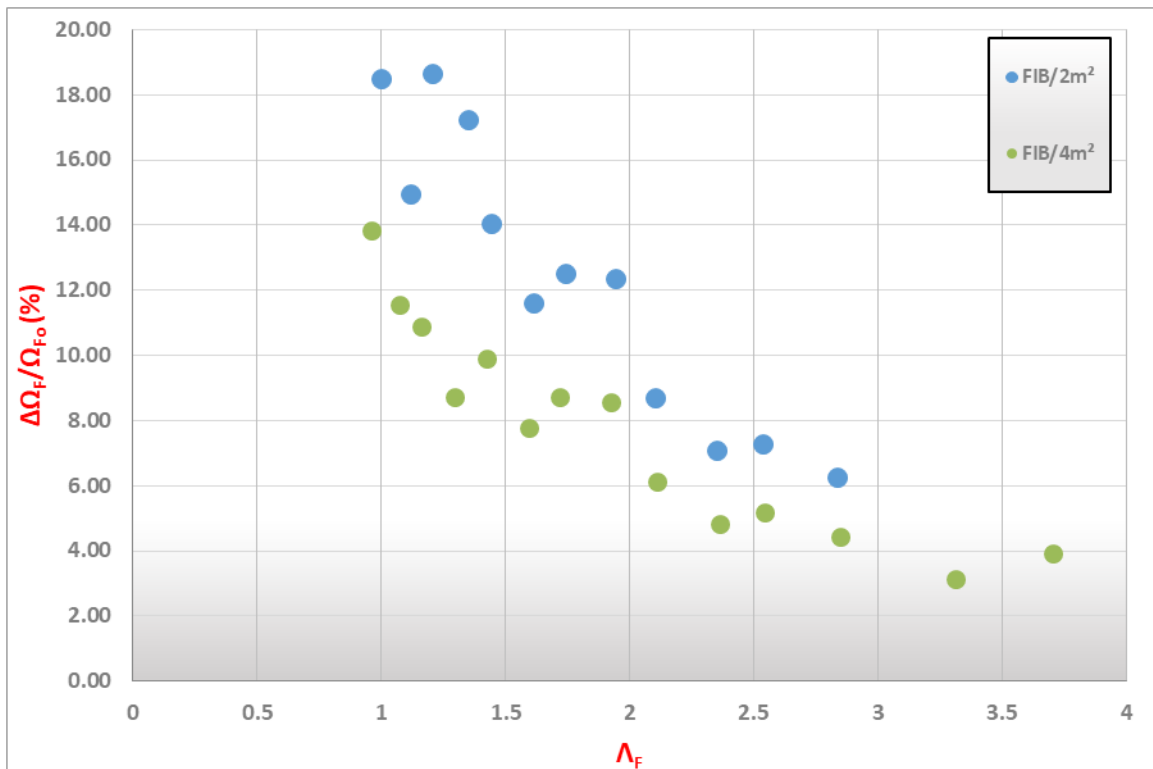


## Κεφάλαιο 7 : Αποτελέσματα αναλύσεων για μέτωπο υποστηριγμένο με αγκύρια fiberglass



Διάγραμμα 14: Σύγκριση τιμών εξώθησης στον άξονα της σήραγγας για τη βραχόμαζα με  $GSI=25\_H=100\_K_0=1$

Ακολουθεί ένα αρκετά διαφωτιστικό διάγραμμα που αποτυπώνει το ποσοστό μείωσης της μέσης εξώθησης με την εφαρμογή των μέτρων υποστήριξης σε σχέση με το ανυποστηρίκτο μέτωπο. Στο Διάγραμμα 15 παρουσιάζεται ο ρυθμός μεταβολής  $\Delta\Omega_F$ , δηλαδή της μετρούμενης μέσης εξώθησης αφού έχουν τοποθετηθεί τα αγκύρια μείον  $\Omega_{F_0}$ , ως προς το  $\Omega_{F_0}$ , δηλαδή της μέσης εξώθησης χωρίς μέτρα υποστήριξης.



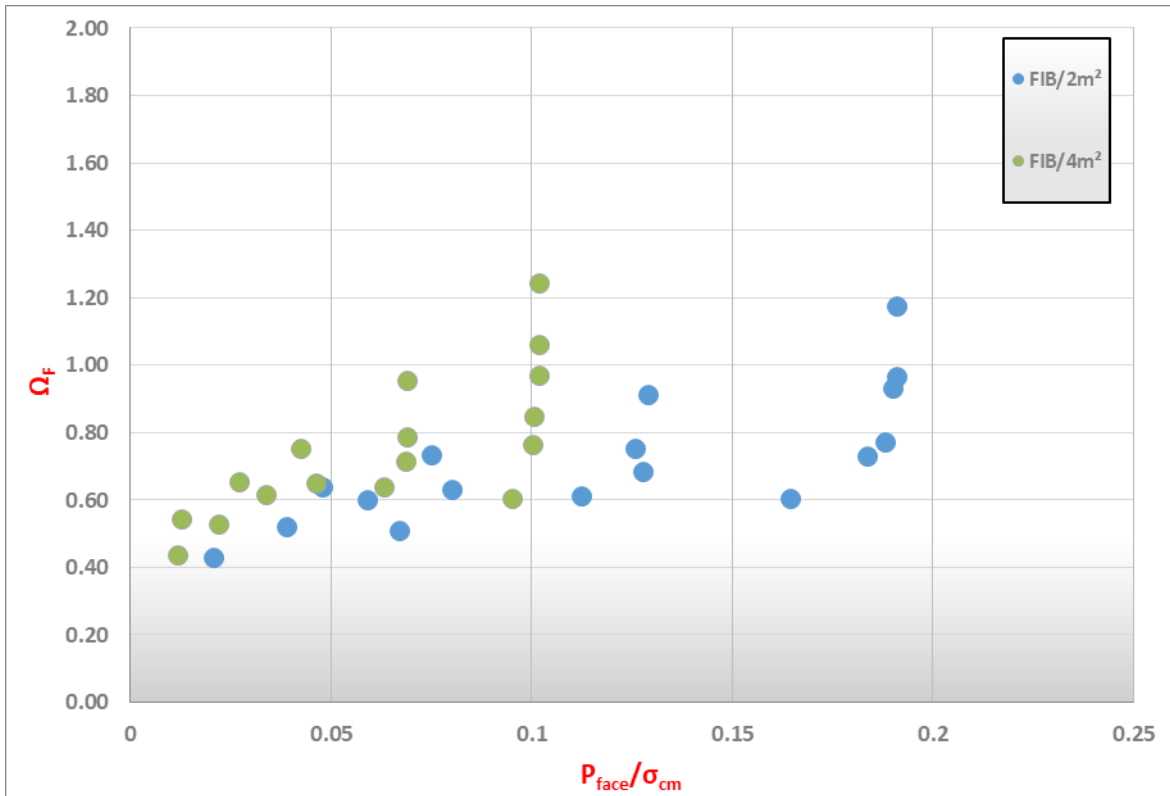
Διάγραμμα 15: Ρυθμός μεταβολής μέσης εξώθησης  $\Delta\Omega_F$  συναρτήσει του συντελεστή ασφαλείας  $\Lambda_F$

Στο Διάγραμμα 15 γίνεται πιο ξεκάθαρη η επιρροή του κάθε καννάβου αγκυρίων. Όπου στα πιο ασθενή εδάφη που ο συντελεστής ασφαλείας  $\Lambda_F$  παίρνει τιμές  $<1$  αλλά και στο διάστημα μεταξύ 1-1.5 όπου συναντώνται καταστάσεις οριακής ισορροπίας του μετώπου είναι φανερή η συνεισφορά της πυκνότερης διάταξης των αγκυρίων.

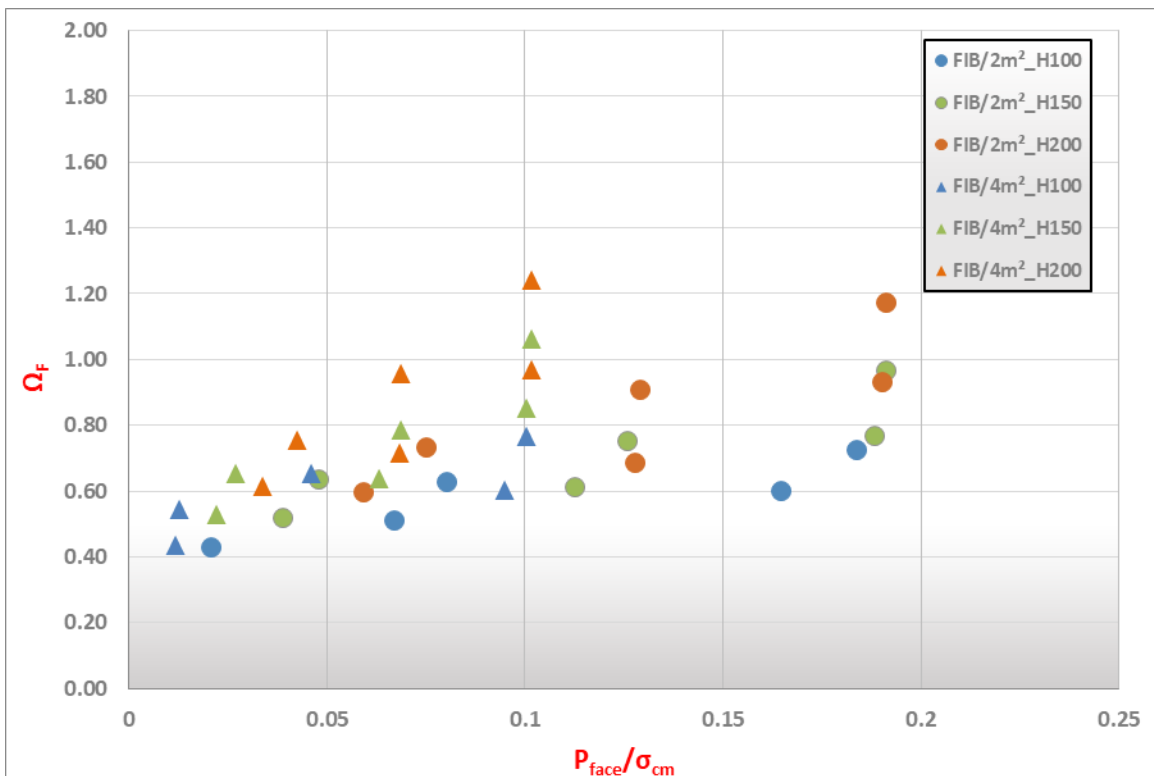
Στη συνέχεια γίνεται γραφική αναπαράσταση των τιμών της εξώθησης του μετώπου  $\Omega_F$  προς το πηλίκο της ισοδύναμης πίεσης μετώπου προς την αντοχή της βραχόμαζας  $\sigma_{cm}$ . Στο Διάγραμμα 16 γίνεται σύγκριση των τιμών μεταξύ FIB/2m<sup>2</sup> και FIB/4m<sup>2</sup> ενώ στο Διάγραμμα 17 εξετάζονται παραμετρικά ως προς το ύψος.

Από τα διαγράμματα 16 και 17 και ειδικά από το 17 παρατηρείται η επιρροή του ύψους των υπερκειμένων στην αύξηση των εξωθήσεων για σταθερή τιμή του λόγου  $P_{face}/\sigma_{cm}$ .

## Κεφάλαιο 7 : Αποτελέσματα αναλύσεων για μέτωπο υποστηριγμένο με αγκύρια fiberglass

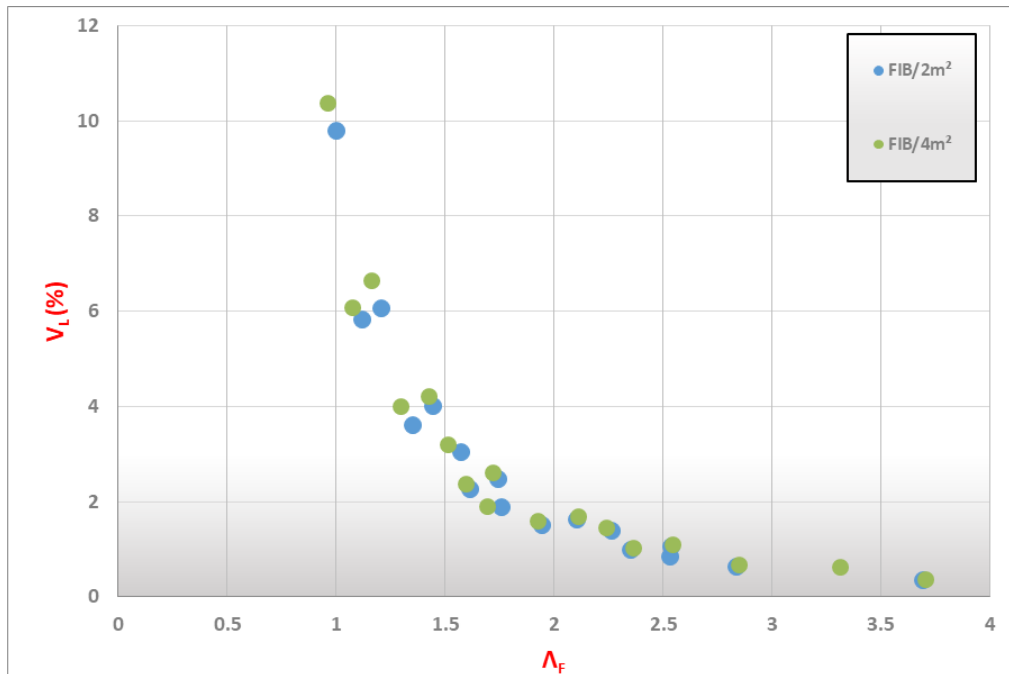


Διάγραμμα 16: Εξώθησης μετώπου  $\Omega_f$  προς την ανηγμένη ισοδύναμη πίεση μετώπου  $P_{face}/\sigma_{cm}$

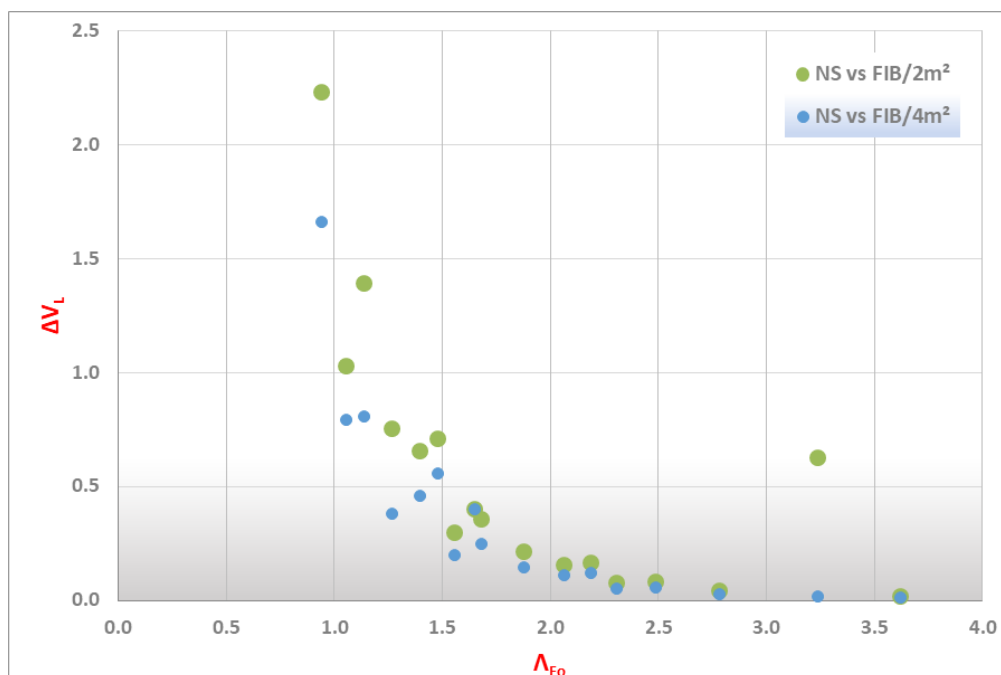


Διάγραμμα 17: Εξώθησης μετώπου  $\Omega_f$  προς την ανηγμένη ισοδύναμη πίεση μετώπου  $P_{face}/\sigma_{cm}$ , συναρτήσει του ύψους υπερκειμένων  $H$ .

Στη συνέχεια παρατίθεται το Διάγραμμα 18 όπου και αποτυπώνεται η απώλεια εδαφικού όγκου( $V_L$ ) στις περιπτώσεις όπλισης του μετώπου με 1 αγκύριο ανά  $2m^2$  και ανά  $4m^2$  και το Διάγραμμα 19 όπου συγκρίνεται το ποσοστό απομείωσης του  $V_L$  στην περίπτωση που το μέτωπο οπλίζεται με αγκύρια με την περίπτωση όπου το μέτωπο παραμένει ανυποστήρικτο. Η σχέση για τον υπολογισμό του  $V_L$  είναι  $V_L = \frac{2 \times U_h}{D}$  και ο τρόπος που προκύπτει επεξηγήθηκε στο [κεφάλαιο 6.2](#).



Διάγραμμα 18: Αποτύπωση απώλειας εδαφικού όγκου  $V_L$  σε σχέση με τον συντελεστή ευστάθειας  $\Lambda_F$  για  $FIB/2m^2$  και  $FIB/4m^2$ .



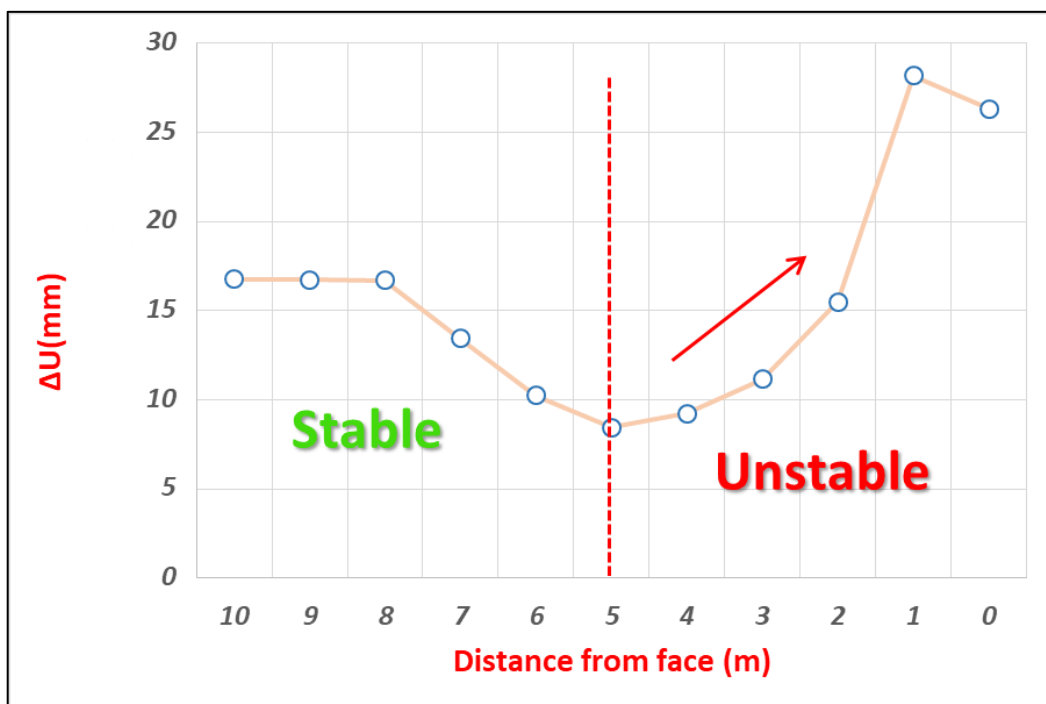
Διάγραμμα 19: Αποτύπωση μεταβολής απώλειας εδαφικού όγκου  $V_L$  σε σχέση με τον συντελεστή ευστάθειας  $\Lambda_F$  για  $FIB/2m^2$  και  $FIB/4m^2$  σε σύγκριση με το ανυποστήρικτο μέτωπο (NS – No Support)

## 7.2 Εύρεση βέλτιστου μήκους αγκυρίων μετώπου εκσκαφής fiberglass

Ένα από τα σημαντικότερα πεδία έρευνας της παρούσας εργασίας είναι η εύρεση του βέλτιστου μήκους των αγκυρίων μετώπου fiberglass, όταν αυτά χρησιμοποιούνται για την προϋποστήριξη του μετώπου εκσκαφής. Ουσιαστικά πρέπει να βρεθεί το μήκος αυτό, όπου θα εξασφαλίζει μείωση των εξωθήσεων και ταυτόχρονα τη μη διαρροή των αγκυρίων.

Με τον τρόπο αυτό θα εξασφαλίζεται το κατάλληλο μήκος αλληλοεπικάλυψης αγκυρίων μετώπου fiberglass κατά την συμβατική διάνοιξη σηράγγων. Θεωρητική προεκτίμηση αυτού του μήκους έχει περιγραφεί στο Κεφάλαιο 6.

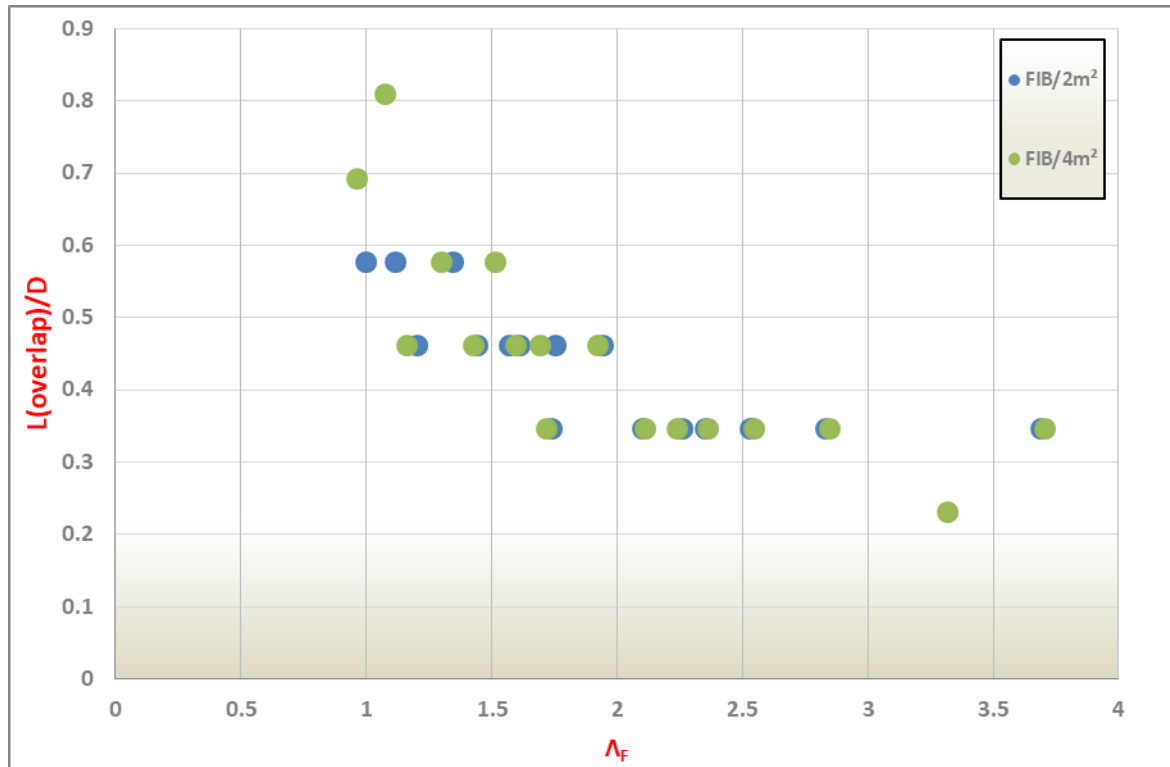
Για το σύνολο των αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν, καταγράφονταν σε κάθε βήμα εκσκαφής οι μετρούμενες εξωθήσεις του μετώπου και η αναπτυσσόμενη τάση των αγκυρίων μετώπου fiberglass. Καθώς εξελισσόταν η εκσκαφή, μειωνόταν το μήκος των αγκυρίων και πέραν κάποιου εναπομείναντος διαθέσιμου μήκους, παρατηρούνταν εκθετική αύξηση στις εξωθήσεις. Στο σημείο αυτό, θεωρήθηκε ότι προκαλείται η αστοχία του μετώπου εκσκαφής, διότι οι εξωθήσεις αυξάνουν εκθετικά (Διάγραμμα 20). Ταυτόχρονα έγινε προσπάθεια επαλήθευσης αυτού του μήκους στο σημείο όπου θα παρατηρούνταν η μεγιστοποίηση του φορτιού που παραλαμβάνουν τα αγκύρια. Ωστόσο παρατηρήθηκε ότι τα αγκύρια φορτίζονταν στο μέγιστο ανεξαρτήτως του εναπομείναντος μήκους πάκτωσης, λόγω του πιθανώς αραιού καννάβου αγκύρωσης που έχει τοποθετηθεί και το μεγάλων γεωστατικών φορτιών που καλούνται να παραλάβουν.



**Διάγραμμα 20: Ρυθμός μεταβολής εξώθησης μετώπου**

Με βάση την παραπάνω μέθοδο, παρατηρείται ότι το ελάχιστο δυνατό μήκος αλληλοεπικάλυψης των αγκυρίων στη συγκεκριμένη περίπτωση είναι στα 5m.

Για το σύνολο των αριθμητικών αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν, στο Διάγραμμα 21 αποτυπώνεται ο λόγος βέλτιστου μήκους αλληλοεπικάλυψης αγκυριών προς την διάμετρο της σήραγγας ( $L/D$ ) σε σχέση με τον συντελεστή ασφαλείας μετώπου εκσκαφής  $\Lambda_F$ .



Διάγραμμα 21: Συσχέτιση βέλτιστου μήκους αγκυριών μετώπου εκσκαφής fiberglass με τον συντελεστή ασφαλείας μετώπου  $\Lambda_F$ .

Στο Διάγραμμα 21 επιβεβαιώνεται η πρόβλεψη που έγινε από τις αναλύσεις του ανυποστήρικτου μετώπου. Δηλαδή ότι η αλληλοεπικάλυψη των αγκυριών πρέπει να είναι τουλάχιστον 4-5m, ειδικά στα ασθενέστερα εδάφη όπου η ευστάθεια του μετώπου είναι βραχυχρόνια. Ένα μεγάλο μέρος των αποτελεσμάτων κυμαίνονται στο διάστημα 0.47-0.58D δηλαδή 4-5m ενώ σε πολύ ασθενή εδάφη η αλληλοεπικάλυψη που χρειάζεται να εφαρμοστεί είναι έως 0.8D, δηλαδή 7m.

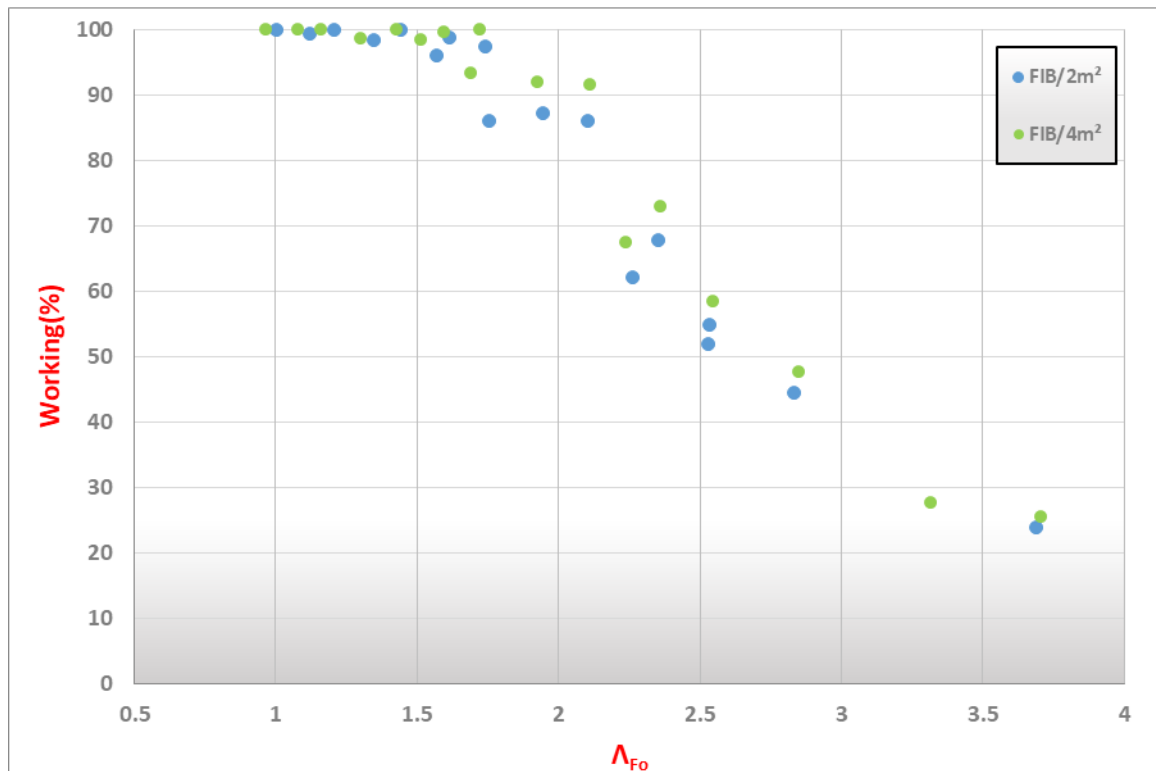
Συμπερασματικά, μπορεί να ειπωθεί ότι η αλληλοεπικάλυψη των 4 μέτρων που έχει εφαρμοστεί σε πολλά έργα αποδεικνύεται ότι χρήζει επανεξέτασης. Με την ανάπτυξη των 3D αναλύσεων πλέον δύναται να εξετασθεί η συμπεριφορά του πετρώματος/εδάφους έμπροσθεν του μετώπου, δηλαδή στην τρίτη διάσταση, και να διαστασιοποιηθούν αναλόγως τα μέτρα υποστήριξης.

Επίσης από το παραπάνω Διάγραμμα, παρατηρείται μεγάλη ταύτιση μεταξύ του λόγου ( $L/D$ ) με τον συντελεστή ευστάθειας μετώπου εκσκαφής  $\Lambda_F$ . Η αναλυτική συσχέτιση αυτών των δυο παραμέτρων θα πραγματοποιηθεί στο Κεφάλαιο 9.

### 7.4 Φόρτιση των αγκυρίων του μετώπου εκσκαφής

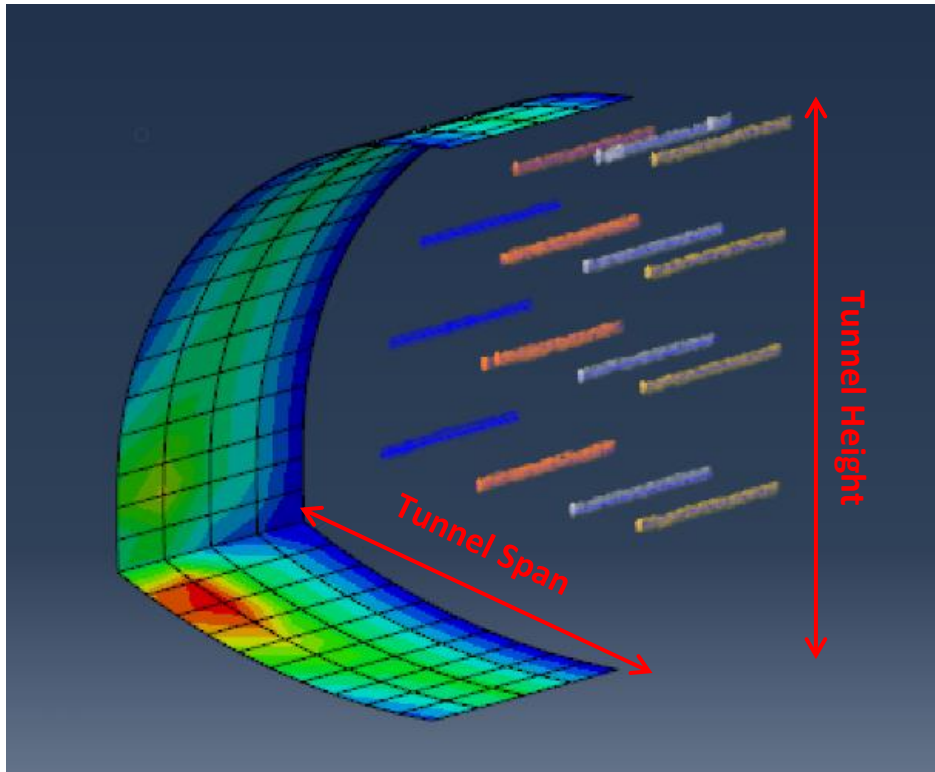
Στις ρηχές σήραγγες, με υπερκείμενα 15-40m, κατά την Ε.Διακουμή(2020) τα αγκύρια fiberglass, σε περιπτώσεις ασθενών εδαφικών σχηματισμών, φορτίζονται έως 40% του συνολικού φορτίου που μπορούν να παραλάβουν (200KN). Αντιθέτως στις βαθιές σήραγγες όπου οι κάθετες τάσεις είναι πολύ υψηλές λόγω του μεγάλου ύψους υπερκειμένων, σε περιπτώσεις όπου οι βραχόμαζες είναι ασθενείς το φορτίο λειτουργίας των αγκυρίων κυμαίνεται από 85-100%.

Η παραπάνω διαπίστωση γίνεται καλύτερα αντιληπτή στο Διάγραμμα 22, όπου συσχετίζεται το ποσοστό λειτουργίας των fiberglass με τον συντελεστή ασφαλείας  $\Lambda_{Fo}$ . Παρατηρείται ότι για βραχόμαζες με υψηλό συντελεστή  $\Lambda_{Fo}$  ( $1.7 < \Lambda_{Fo} < 2.1$ ) το ποσοστό λειτουργίας των αγκυρίων είναι 85% ενώ για  $\Lambda_{Fo} < 1.7$  είναι 100%. Η διαφορά που παρατηρείται όταν το μέτωπο σπλίζεται με 1 αγκύριο ανά  $2m^2$  ή ανά  $4m^2$  είναι μικρή



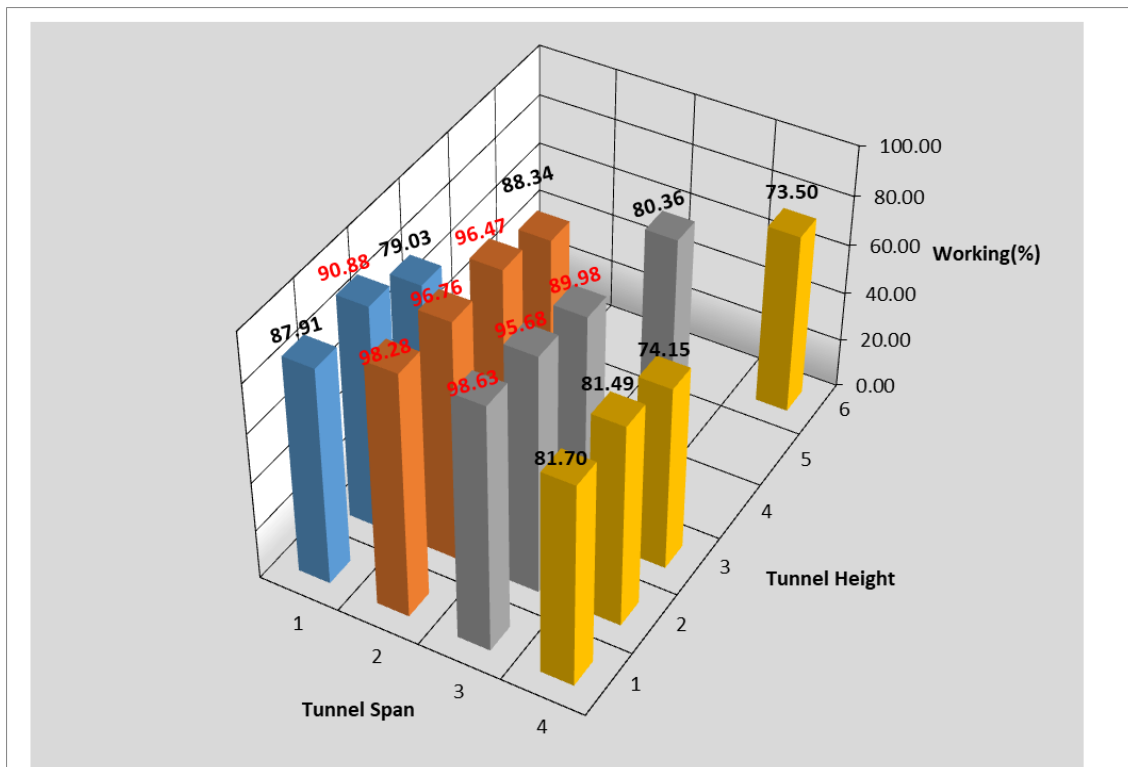
**Διάγραμμα 22: Αποτύπωση του ποσοστού λειτουργίας των αγκυρίων fiberglass με τον συντελεστή ασφαλείας μετώπου  $\Lambda_{Fo}$  για FIB/2m<sup>2</sup> και FIB/4m<sup>2</sup>.**





Εικόνα 73 : Διάταξη των αγκυριών fiberglass, 1 αγκύριο ανά 2m<sup>2</sup>

Στην Εικόνα 73 φαίνεται η διατομή της (μισής) σήραγγας με την επένδυση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος και τα αγκύρια μετώπου fiberglass. Τα αγκύρια έχουν χρωματισθεί και έχουν αντιστοιχηθεί στο παρακάτω διάγραμμα στο οποίο διακρίνεται ποια αγκύρια και συνεπώς ποια περιοχή του μετώπου εκσκαφής φορτίζεται περισσότερο.

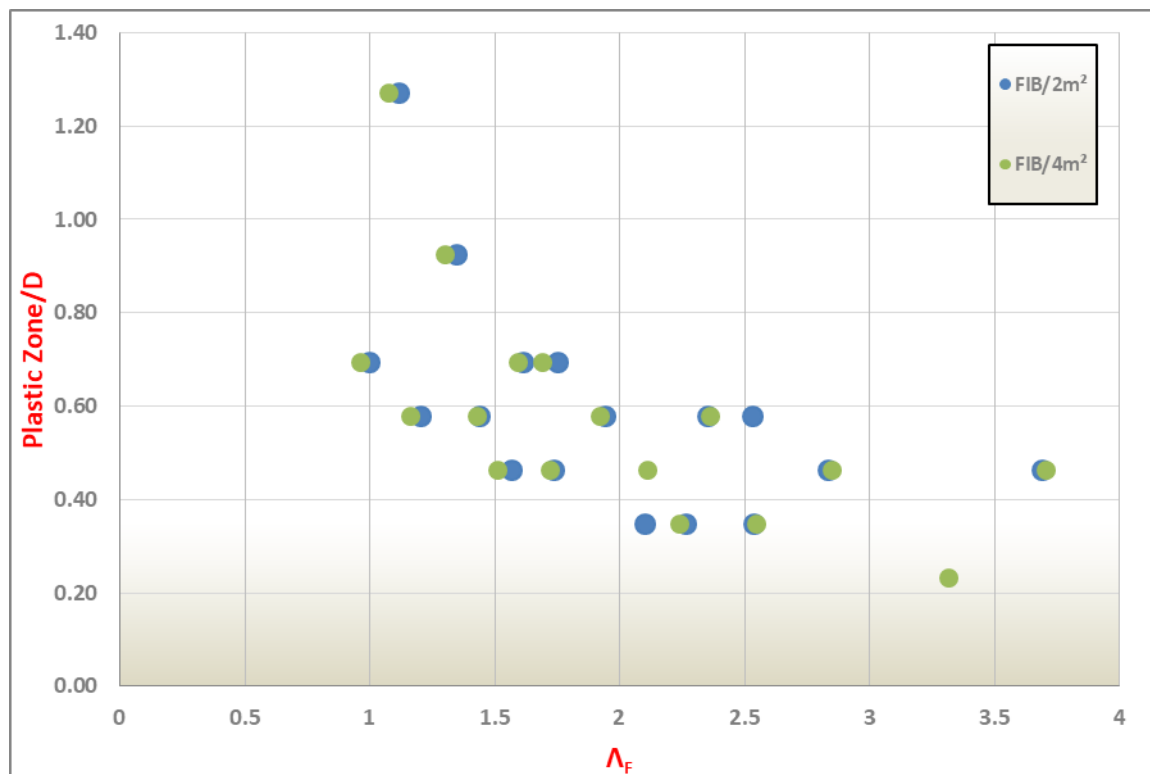


Διάγραμμα 23: Φόρτιση των αγκυριών μετώπου

### 7.5 Ανάπτυξη πλαστικής ζώνης έμπροσθεν του μετώπου εκσκαφής

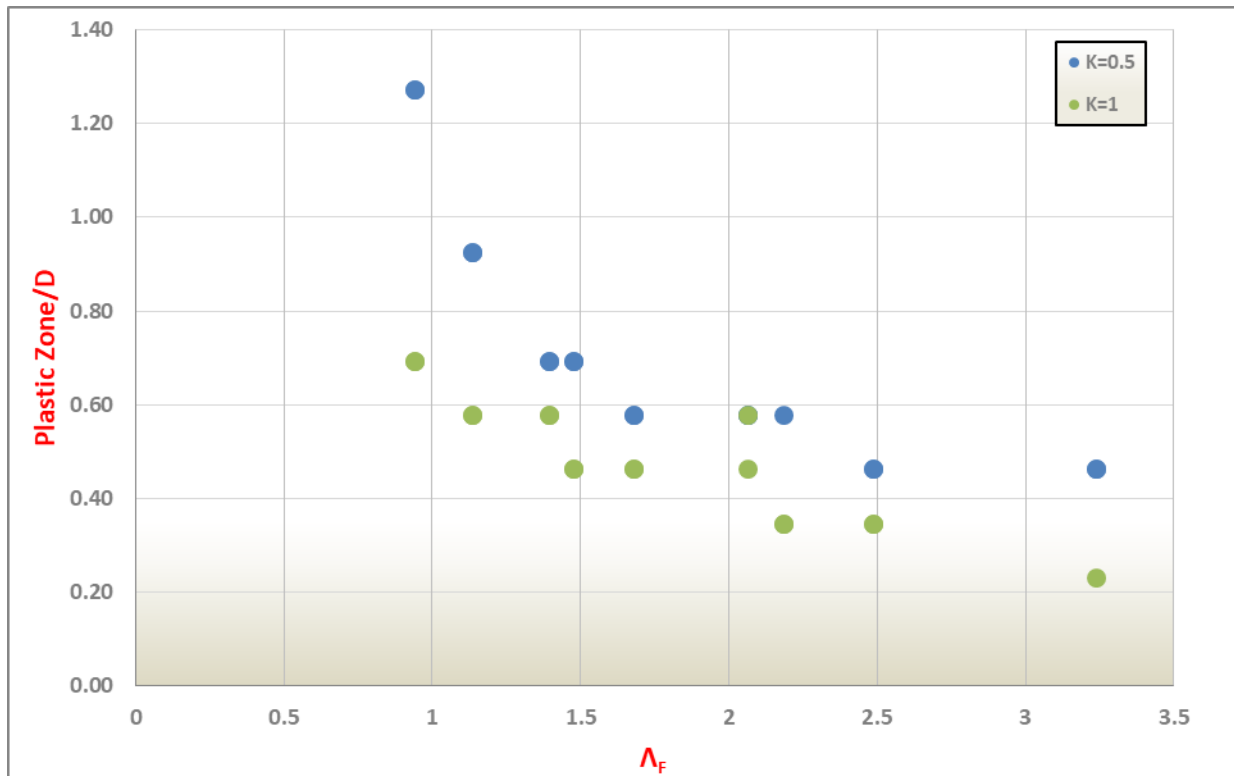
Στο Διάγραμμα 24, παρατίθεται η συσχέτιση μεταξύ του λόγου **Plastic Zone/D** με τον συντελεστή ασφαλείας μετώπου εκσκαφής  $\Lambda_F$ . Από το διάγραμμα, γίνεται αντιληπτό ότι για περιπτώσεις ασταθούς μετώπου  $\Lambda_F < 1$  αλλά και οριακής ισορροπίας ( $1 < \Lambda_F < 1.5$ ), υπάρχει εκθετική αύξηση στο εύρος της πλαστικής ζώνης όπου σε πολύ ασθενή βραχώμαζες αναπτύσσεται σε μήκος μεγαλύτερο της μία διαμέτρου. Επίσης παρατηρείται ότι για τις 2 περιπτώσεις τοποθέτησης αγκυρίων, δηλαδή είτε ανά  $2m^2$  είτε ανά  $4m^2$ , η τιμή της πλαστικής ζώνης δεν επηρεάζεται καθώς οι τιμές σχεδόν συμπίπτουν.

Εδώ θα μπορούσε επίσης να ειπωθεί ότι θα ήταν πιο διακριτή η διαφορά στις τιμές αν ο κάρναβος των πεπερασμένων στοιχείων (mesh) ήταν πυκνότερος. Για παράδειγμα τα πεπερασμένα στοιχεία να είχαν μέγεθος 0.5m αντί για 1m μέτρο, άρα θα περνάμε τιμές ανά 0.5 μέτρο. Ωστόσο αυτό θα είχε μεγάλο αντίκτυπο στον υπολογιστικό χρόνο και δεν ήταν δυνατό να γίνει στα πλαίσια της παρούσας εργασίας.



Διάγραμμα 24: Συσχέτιση λόγου (*Plastic Zone/D*) με τον συντελεστή ευστάθειας  $\Lambda_F$  για *FIB/2m<sup>2</sup>* και *FIB/4m<sup>2</sup>*

Ενώ στο Διάγραμμα 25 φαίνεται η επιρροή του συντελεστή  $K_0$  στο εύρος της πλαστικής ζώνης όπως φάνηκε και στην περίπτωση του ανυποστήρικτου μετώπου. Αυτό συμβαίνει λόγω της αυξημένης  $\sigma_3$  στην περίπτωση του  $K_0=1$ , αυξάνεται η περίσφιξη και δεν επέρχεται το πέτρωμα στην εντατική κατάσταση αστοχίας. Ή αλλιώς με την αυξημένη  $\sigma_3$  μικραίνει ο κύκλος του Mohr και δεν αγγίζει την περιβάλλουσα αστοχίας.



Διάγραμμα 25: Συσχέτιση λόγου (Plastic Zone/D) με τον συντελεστή ευστάθειας  $\Lambda_F$  συναρτήσει του συντελεστή ουδέτερων ωθήσεων  $K_0$



## Κεφάλαιο 8: Αποτελέσματα αναλύσεων για μέτωπο υποστηριγμένο με αγκύρια fiberglass και δοκούς προπορείας forepoling

Στο παρόν κεφάλαιο παρουσιάζεται το τελευταίο μέρος των αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν στο πλαίσιο της παρούσας διπλωματικής. Στις αναλύσεις αυτές το μέτωπο υποστηρίχθηκε με συνδυασμό των αγκυριών fiberglass με δοκούς προπορείας. Η χρήση δοκών προπορείας στη στέψη στοχεύει στη βελτίωση της ευστάθειας του μετώπου εκσκαφής μέσω της μείωσης της κατακόρυφης τάσης  $\sigma_1$ . Ο σκοπός της συνδυασμένης υποστήριξης είναι να εξετασθεί η συνεισφορά του κάθε μέτρου υποστήριξης και αν η συνδυασμένη χρήση τους μπορεί να επιτύχει μια οικονομική αλλά και στατικά δυνατή βέλτιστη πρόταση.

Στις αναλύσεις που δημιουργήθηκαν για FIB/2m<sup>2</sup> και FIB/4m<sup>2</sup> εφαρμόστηκαν δοκοί προπορείας σε όλο το μήκος της εκσκαφής αλλά και πέρα από αυτό, καθώς δεν εξετάστηκε το βέλτιστο μήκος αλληλοεπικάλυψης των forepoles (όπως επισημάνθηκε και στο [κεφάλαιο 5.4](#)) αλλά η συνεισφορά τους κατά κύριο λόγο στη μετρούμενη εξώθηση του μετώπου και στην μείωση των αναπτυσσόμενων τάσεων στα αγκύρια μετώπου. Για το λόγο αυτό η παρουσίαση των αποτελεσμάτων δεν γίνεται αποκλειστικά για τις περιπτώσεις όπου εφαρμόζεται forerolling αλλά είναι κυρίως συγκριτικά διαγράμματα μεταξύ των αποτελεσμάτων υποστήριξης μόνο με αγκύρια(FIB) και συνδυασμένης υποστήριξης forerolling+ fiberglass(FP+FIB).

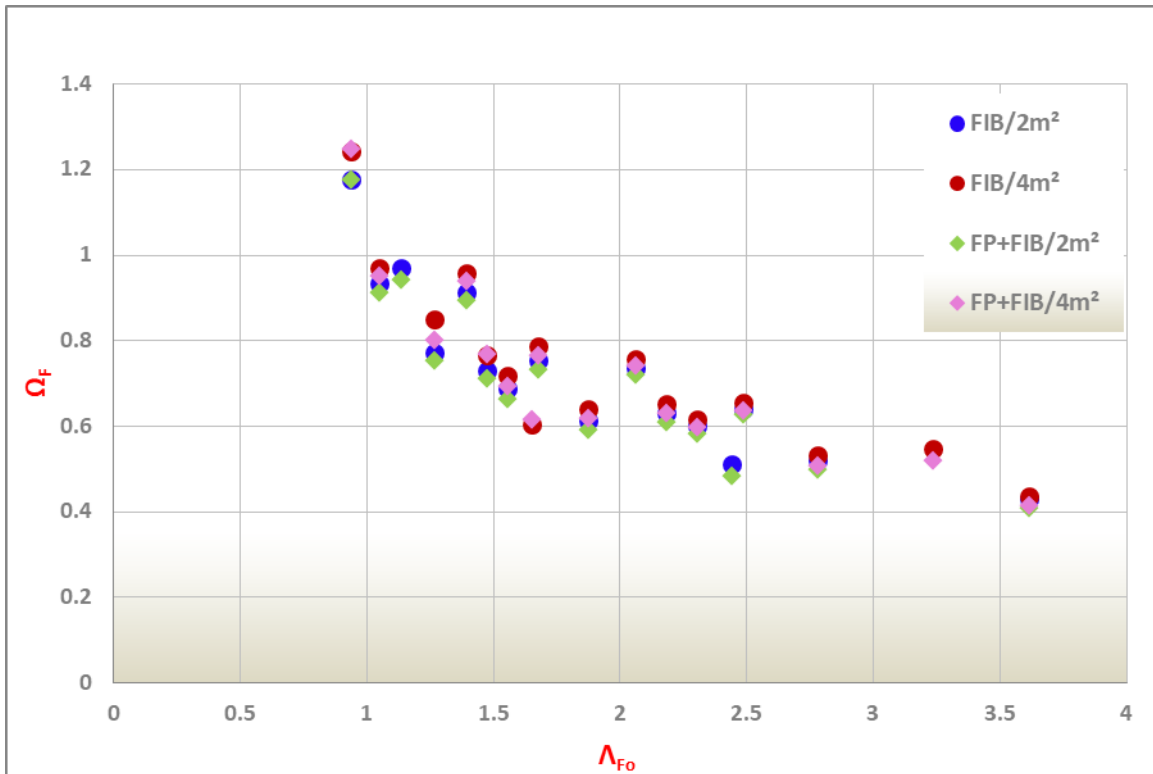
### 8.1 Μετρούμενη Εξώθηση εκσκαφής

Αρχικά παρατίθεται το Διάγραμμα 26 στο οποίο αποτυπώνεται η μετρούμενη εξώθηση ως προς συντελεστή  $\Lambda_F$  κατά την εφαρμογή των forepoles συγκριτικά με τις περιπτώσεις εφαρμογής μόνο fiberglass αγκυριών. Από το πρώτο κιόλας αυτό γράφημα είναι φανερό η πάρα πολύ μικρή επιρροή των δοκών προπορείας στη μείωση των εξωθήσεων του μετώπου.

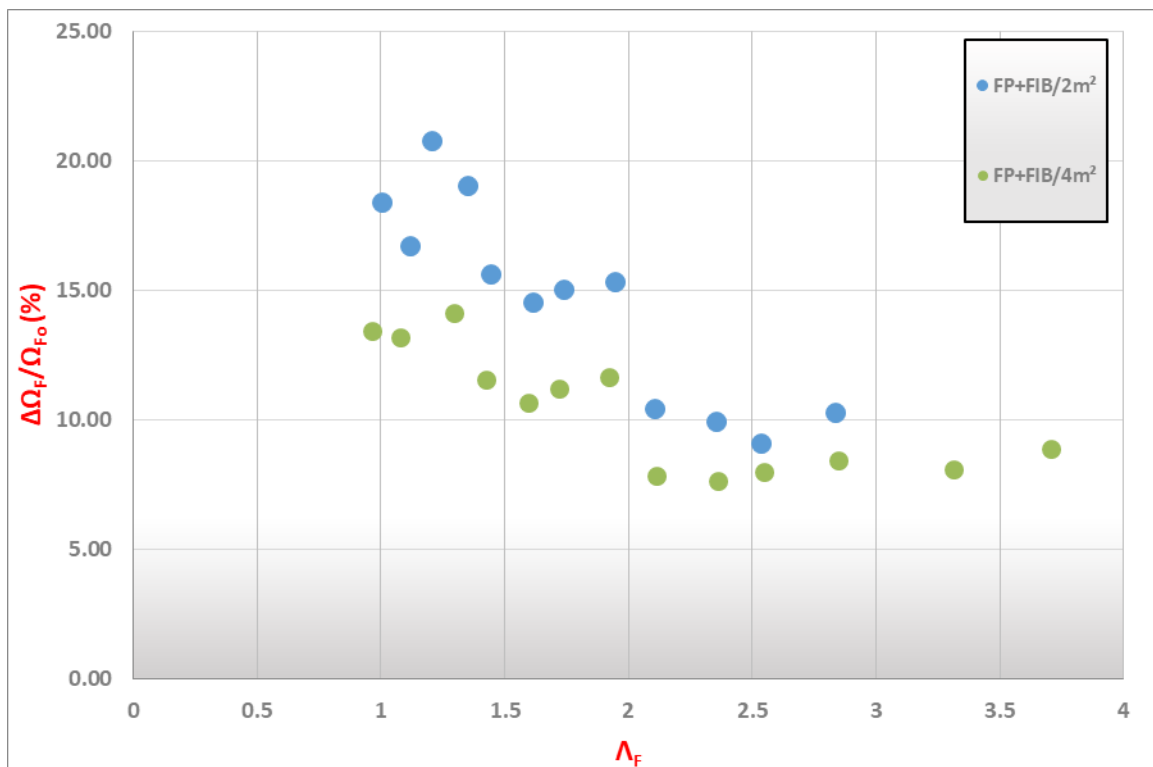
Πιο ξεκάθαρη εικόνα δίνεται από τα Διαγράμματα 27,28 και 29 όπου συγκρίνεται η ποσοστιαία μεταβολή του συντελεστή  $\Omega_F$  πριν και μετά την εφαρμογή των forepoles από την πράξη:  $[\Omega_{F0} - \Omega_F(FP+FIBER)] / \Omega_{F0}$  συναρτήσεως του  $\Lambda_F$  όταν συγκρίνεται η απομείωση ως προς το ανυποστήρικτο μέτωπο. Ενώ όταν συγκρίνεται με το οπλισμένο με fiberglass μέτωπο  $[\Omega_F(FIBER) - \Omega_F(FP+FIBER)] / \Omega_F(FIBER)$  συναρτήσεως του  $\Lambda_{F0}$ . **Οι εξωθήσεις μειώνονται ελάχιστα 2%-3.5% σε βραχόμαζες με πτωχά μηχανικά χαρακτηριστικά ( $\Lambda_F < 1.5$ ) ενώ φαίνεται να συνεισφέρουν έως 5% στην μείωση των εξωθήσεων σε περιπτώσεις  $\Lambda_F > 3$  το οποίο σε καμία περίπτωση δεν θα μπορούσε να δικαιολογήσει οικονομικά την εφαρμογή τους καθώς για  $\Lambda_F > 3$  το μέτωπο είναι ευσταθές.**

Η ίδια εικόνα εμφανίζεται όταν στο γράφημα εξετάζονται οι εξωθήσεις  $\Omega_F$  ως προς τον με τον λόγο  $1/N_s$  όπου  $N_s$  ο συντελεστής υπερφόρτισης (Διάγραμμα 30).

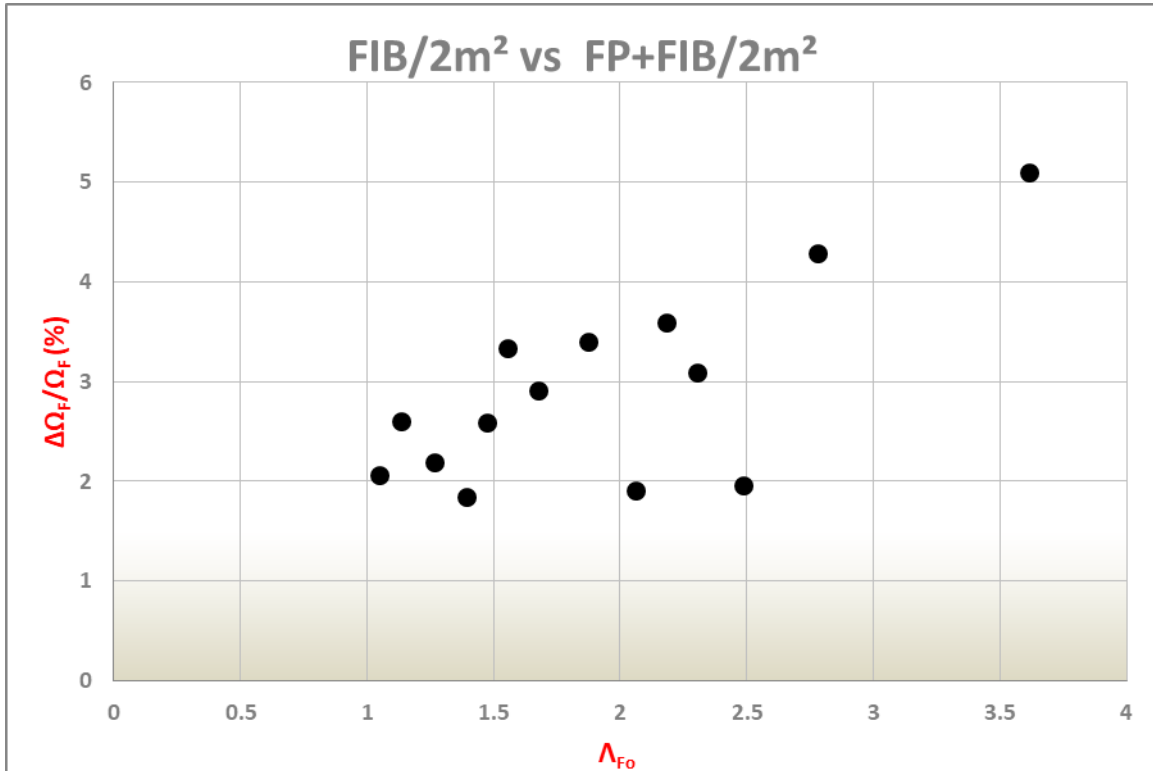
**Κεφάλαιο 8: Αποτελέσματα αναλύσεων για μέτωπο υποστηριγμένο με αγκύρια fiberglass και δοκούς προπορείας forgeroling**



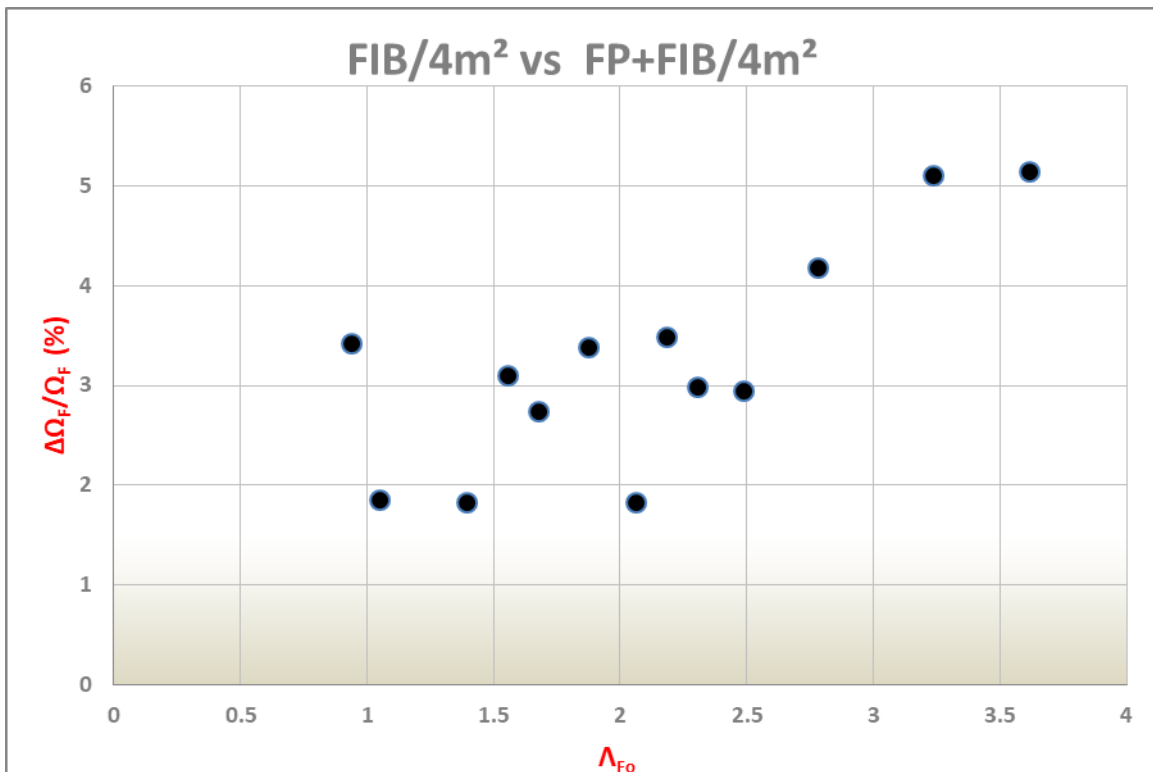
**Διάγραμμα 26:** Αποτύπωση συντελεστή εξώθησης  $\Omega_F$  μετώπου εκσκαφής βάσει συντελεστή ευστάθειας  $\Lambda_{F0}$  για  $FIB/2m^2$ ,  $FIB/4m^2$ ,  $FP+FIB/2m^2$  και  $FP+FIB/4m^2$ .



**Διάγραμμα 27:** Μεταβολή εξώθησης  $\Omega_F$  μετώπου εκσκαφής συγκρίσει του ανυποστήρικτου μετώπου βάσει συντελεστή ευστάθειας  $\Lambda_F$  για  $FP+FIB/2m^2$  και  $FP+FIB/4m^2$ .



Διάγραμμα 28: Σύγκριση μεταβολής εξώθησης  $\Omega_F$  μετώπου εκσκαφής για  $FIB/2m^2$  και  $FP+FIB/2m^2$  βάσει συντελεστή ευστάθειας  $\Lambda_{F0}$

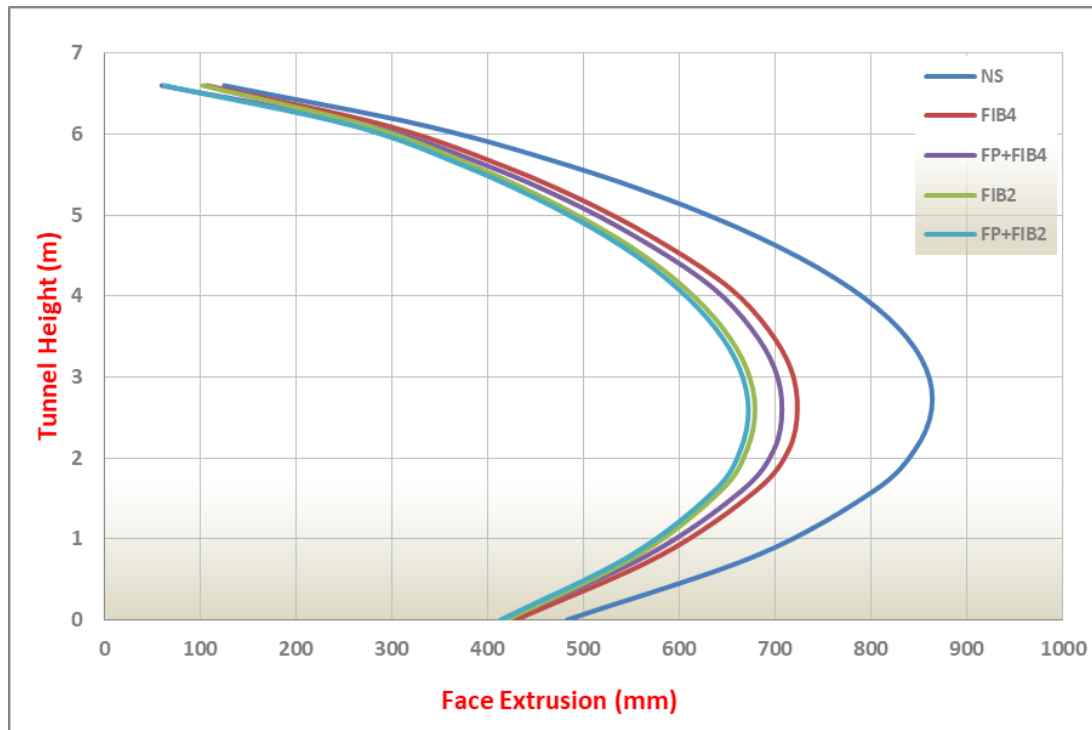


Διάγραμμα 29: Σύγκριση μεταβολής εξώθησης  $\Omega_F$  μετώπου εκσκαφής για  $FIB/4m^2$  και  $FP+FIB/4m^2$  βάσει συντελεστή ευστάθειας  $\Lambda_{F0}$



## Κεφάλαιο 8: Αποτελέσματα αναλύσεων για μέτωπο υποστηριγμένο με αγκύρια fiberglass και δοκούς προπορείας forerolling

Στο Διάγραμμα 30 παρουσιάζεται η γραφική απεικόνιση της επιρροής των μέτρων υποστήριξης στη μέγιστη εξώθηση στο μέτωπο εκσκαφής. Οι μετρήσεις αφορούν την πιο δυσμενή περίπτωση βραχόμαζας που εξετάστηκε, δηλαδή για  $GSI=25$ ,  $H=200m$  και  $K_0=1$ , ενώ γίνεται ξεκάθαρη η ελάχιστη επιρροή του forerolling, των οποίων το κόστος και ο χρόνος τοποθέτησης θα μπορούσαν να δικαιολογηθούν μόνο αν συνεισέφεραν σε δυσμενείς περιπτώσεις σαν και αυτή

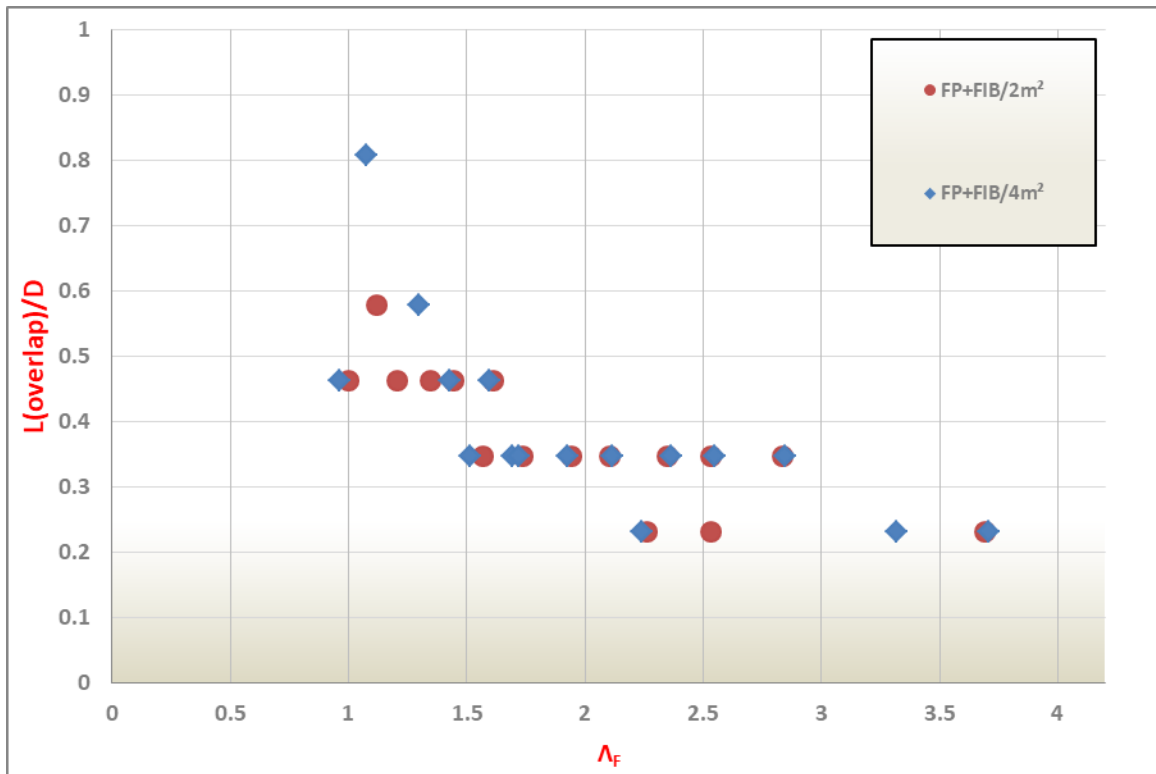


Διάγραμμα 30: Σύγκριση τιμών εξώθησης στον άξονα της σήραγγας για τη βραχόμαζα με  $GSI=25$ ,  $H=200$ ,  $K_0=1$

### 8.2 Εύρεση βέλτιστου μήκους αγκυρίων μετώπου εκσκαφής fiberglass

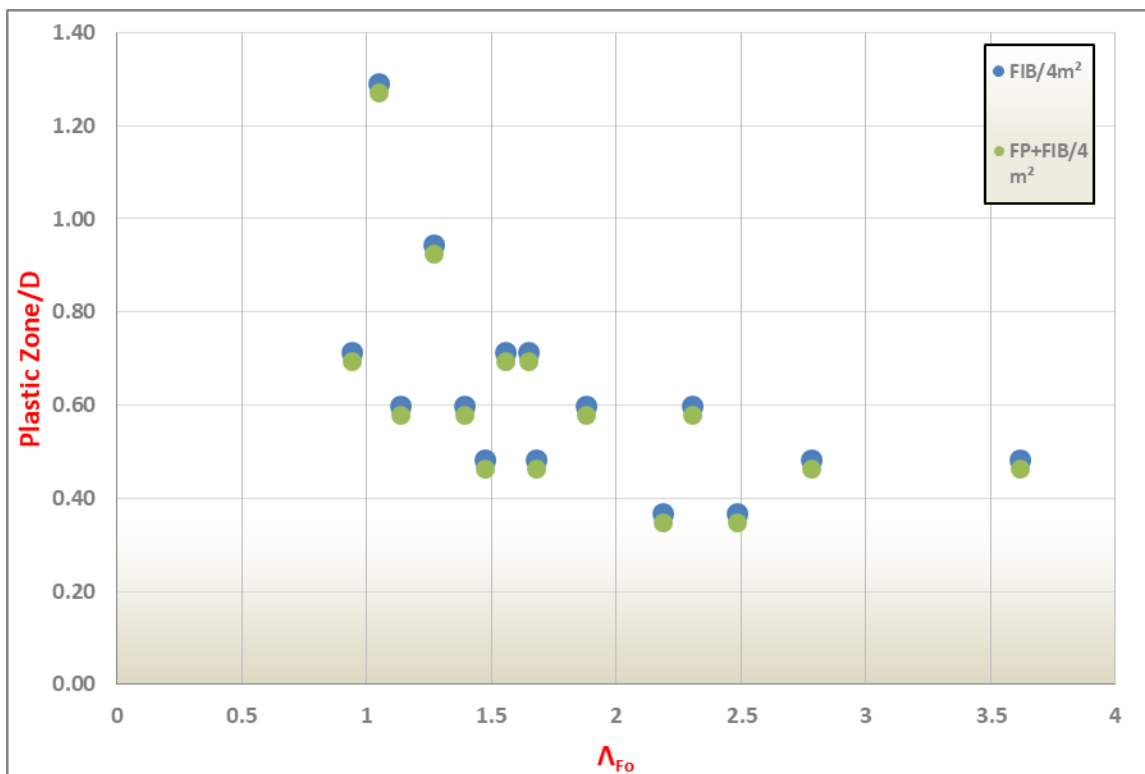
Στη συνέχεια θα εξεταστεί η συνεισφορά του forerolling στο βέλτιστο μήκος αλληλοεπικάλυψης των αγκυρίων μετώπου μέσω του Διαγράμματος 31 όπου γίνεται συσχέτιση του λόγου  $L(\text{overlap})/D$  με τον συντελεστή  $\Lambda_f$ . Παρατηρείτε μία ελάχιστη βελτίωση του μήκους αλληλοεπικάλυψης. Στο [Κεφάλαιο 7.2](#) είδαμε ότι στην κρίσιμη περιοχή για  $1 < \Lambda_f < 1.5$  ο μέσος όρος αλληλοεπικάλυψης ήταν 4.8m στο παρακάτω διάγραμμα φαίνεται ότι μετά την ενίσχυση με forepoles ο μέσος όρος αλληλοεπικάλυψης μειώθηκε στο μόλις 4.5m.

Στο Κεφάλαιο 9 θα γίνει σύγκριση με τις αντίστοιχες τιμές κατά την εφαρμογή μόνο αγκυρίων fiberglass ενώ θα επιχειρηθεί να εξαχθεί και μία σχέση καθώς υπάρχει μία εκθετική συσχέτιση των δύο συνιστωσών του διαγράμματος.



Διάγραμμα 31: Συσχέτιση βέλτιστου μήκους αγκυριών μετώπου εκσκαφής fiberglass με τον συντελεστή ασφαλείας μετώπου  $\Lambda_F$ .

### 8.3 Ανάπτυξη πλαστικής ζώνης εμπροσθεν του μετώπου εκσκαφής

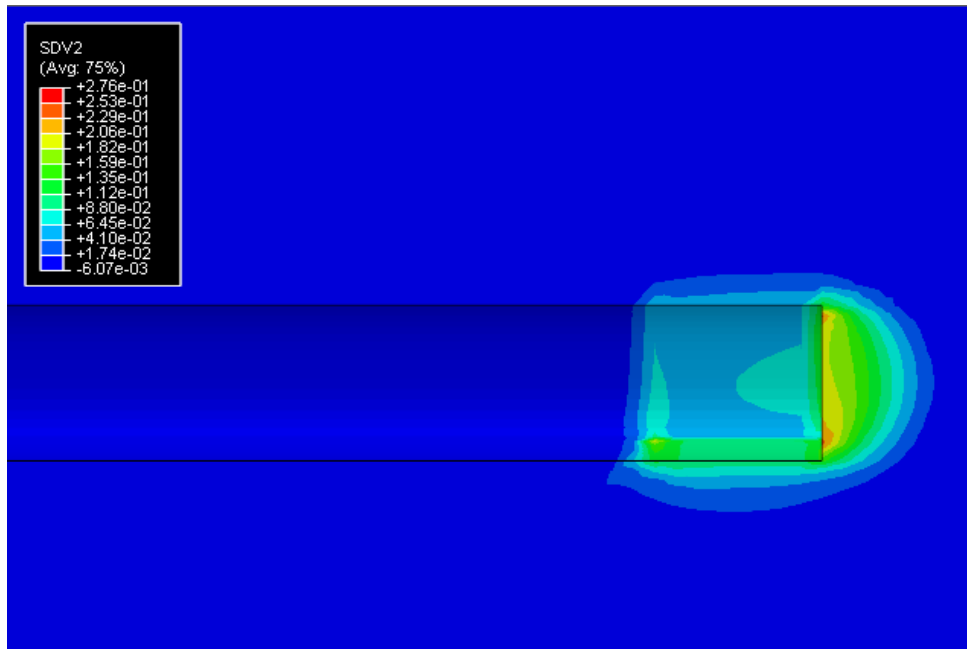


Διάγραμμα 32: Σύγκριση ανάπτυξης πλαστικής ζώνης (Plastic Zone/D) με τον συντελεστή ευστάθειας  $\Lambda_{Fo}$  για FIB/4m<sup>2</sup> και FP+FIB/4m<sup>2</sup>

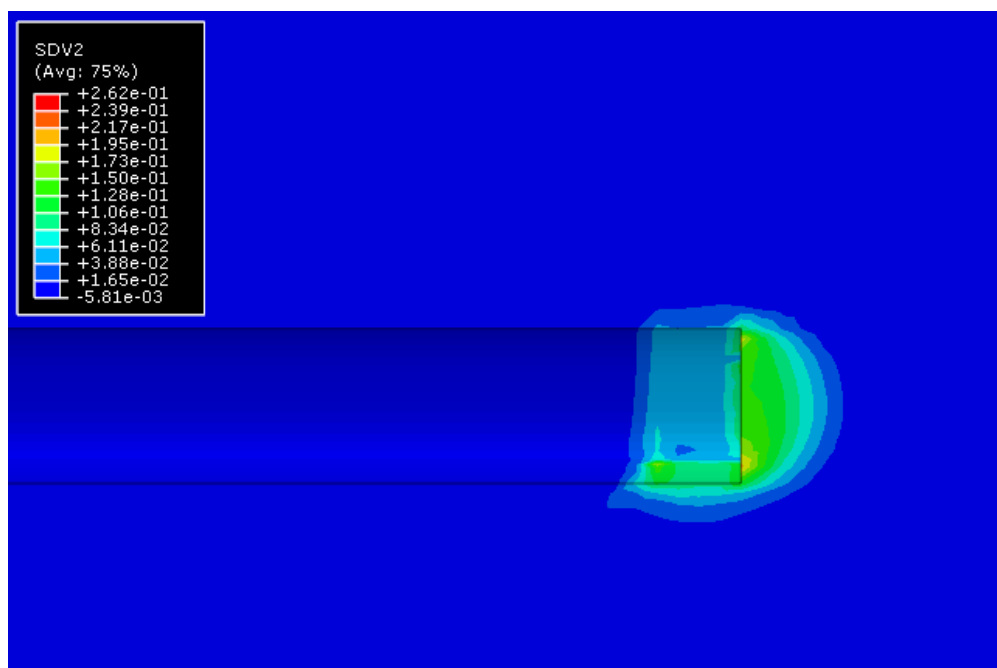
## Κεφάλαιο 8: Αποτελέσματα αναλύσεων για μέτωπο υποστηριγμένο με αγκύρια fiberglass και δοκούς προπορείας forepoling

Στο Διάγραμμα 32 συγκρίνεται η επιρροή του forepoling στην ανάπτυξη της πλαστικής ζώνης έμπροσθεν του μετώπου εκσκαφής. Είναι εμφανές ότι μειώνεται ελάχιστα 2-3%, δηλαδή στην περίπτωση που η ΠΖ είναι 6m με την εφαρμογή των forepoles μειώνεται στα 5.85m.

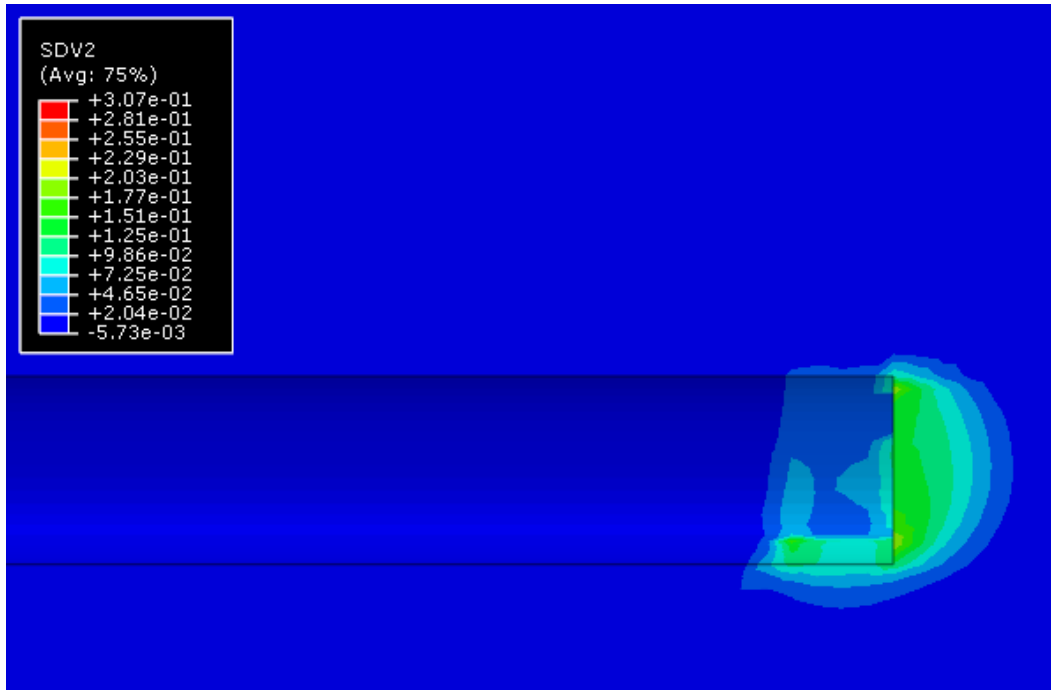
Παρουσιάζεται παρακάτω η γραφική απεικόνιση των διαφόρων περιπτώσεων (μη υποστηριγμένο μέτωπο,  $FIB/2m^2$  και  $FP+FIB/2m^2$ ,  $FIB/4m^2$  και  $FP+FIB/4m^2$ ) της πλαστικής ζώνης στο έδαφος με χαρακτηριστικά  $GSI=25$   $H=200$   $K_0=1$  όπου αν και μικρή η διαφορά, είναι λίγο εμφανέστερη.



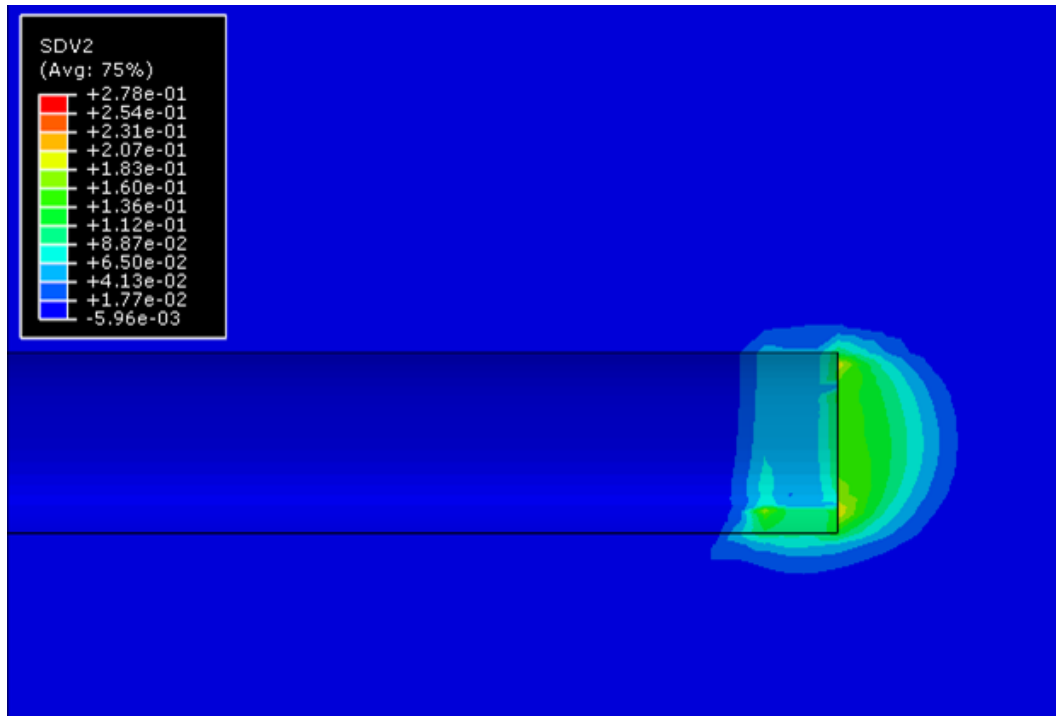
Εικόνα 74 : Εύρος πλαστικής ζώνης για ανυποστήρικτο μέτωπο στη βραχώμαζα με χαρακτηριστικά  $GSI=25$   $H=200$   $K_0=1$



Εικόνα 75 : Εύρος πλαστικής ζώνης για υποστηριγμένο μέτωπο με  $FIB/2m^2$  στη βραχώμαζα με χαρακτηριστικά  $GSI=25$   $H=200$   $K_0=1$

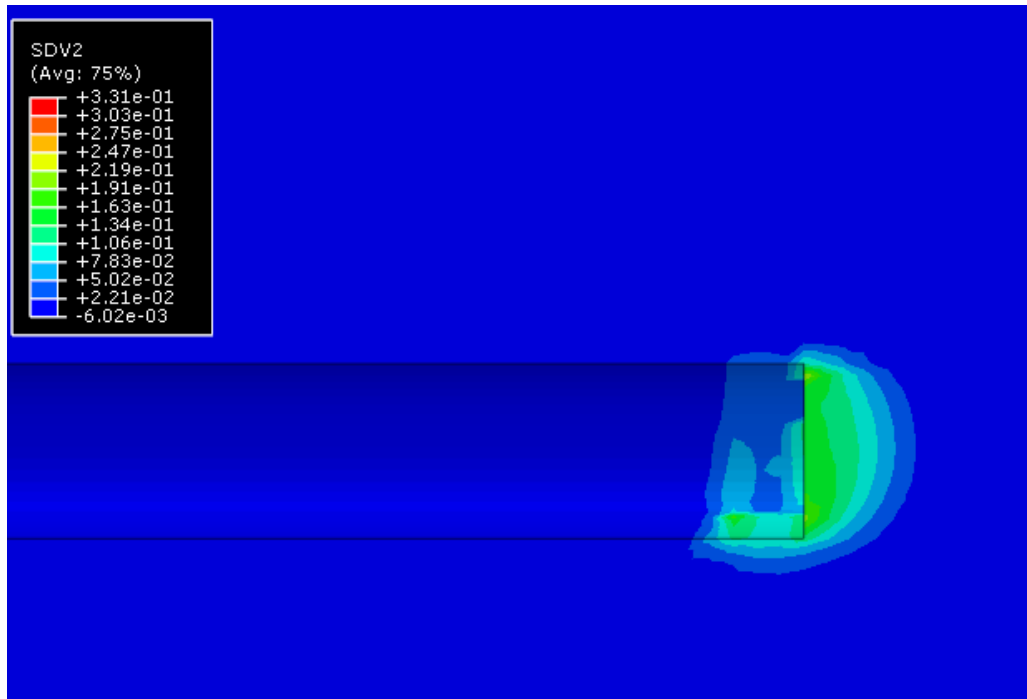


Εικόνα 76 : Εύρος πλαστικής ζώνης για υποστηριγμένο μέτωπο με  $FP+FIB/2m^2$  στη βραχώμαζα με χαρακτηριστικά  $GSI=25$   $H=200$   $K_0=1$



Εικόνα 77 : Εύρος πλαστικής ζώνης για υποστηριγμένο μέτωπο με  $FIB/4m^2$  στη βραχώμαζα με χαρακτηριστικά  $GSI=25$   $H=200$   $K_0=1$

## Κεφάλαιο 8: Αποτελέσματα αναλύσεων για μέτωπο υποστηριγμένο με αγκύρια fiberglass και δοκούς προπορείας forepoling



Εικόνα 78 : Εύρος πλαστικής ζώνης για υποστηριγμένο μέτωπο με  $FIB/4m^2$  στη βραχόμαζα με χαρακτηριστικά  $GSI=25$   $H=200$   $K_0=1$

## Κεφάλαιο 9: Συμπεράσματα και Προτάσεις για περαιτέρω έρευνα

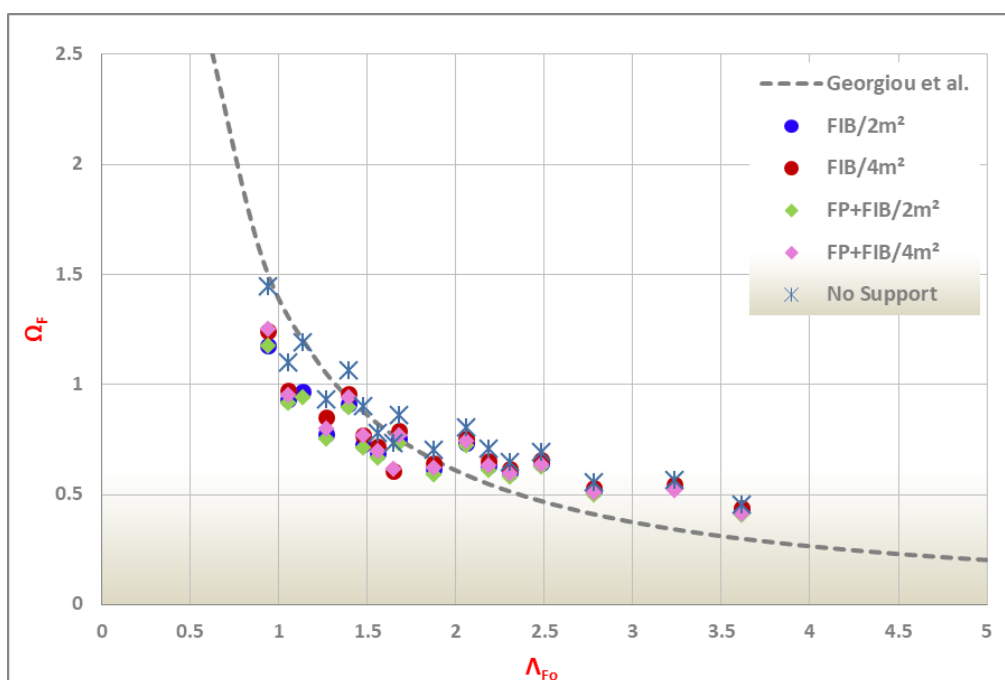
Στο κεφάλαιο που ακολουθεί, παρατίθενται τα βασικά συμπεράσματα που προέκυψαν στα πλαίσια της παρούσας εργασίας. Τα συμπεράσματα επικεντρώνονται κυρίως στα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων, με σκοπό την μόρφωση κατάλληλων σχέσεων για σύνδεση βασικών μεγεθών, όπως το βέλτιστο μήκος αγκυρίων ή η πλαστική ζώνη με τον συντελεστή ασφαλείας μετώπου  $\Lambda_{F0}$ . Ωστόσο οι σχέσεις οι οποίες θα παρουσιαστούν χρήζουν επαλήθευσης μέσω περαιτέρω παραμετρικής έρευνας σε περισσότερα βάθη, περισσότερες διαμέτρους κλπ.

Εντός των επιμέρους κεφαλαίων, έχουν ήδη προκύψει κάποια βασικά συμπεράσματα τα οποία και έχουν καταγραφεί, όπως η επιρροή των μηχανικών χαρακτηριστικών εκφρασμένων του δείκτη GSI ή του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων ( $K_0$ ) στο μέγεθος των εξωθήσεων του μετώπου εκσκαφής.

### 9.1 Συμπεράσματα

#### ✓ Επίδραση των μέτρων υποστήριξης στην εξώθηση του μετώπου εκσκαφής στις βαθιές σήραγγες

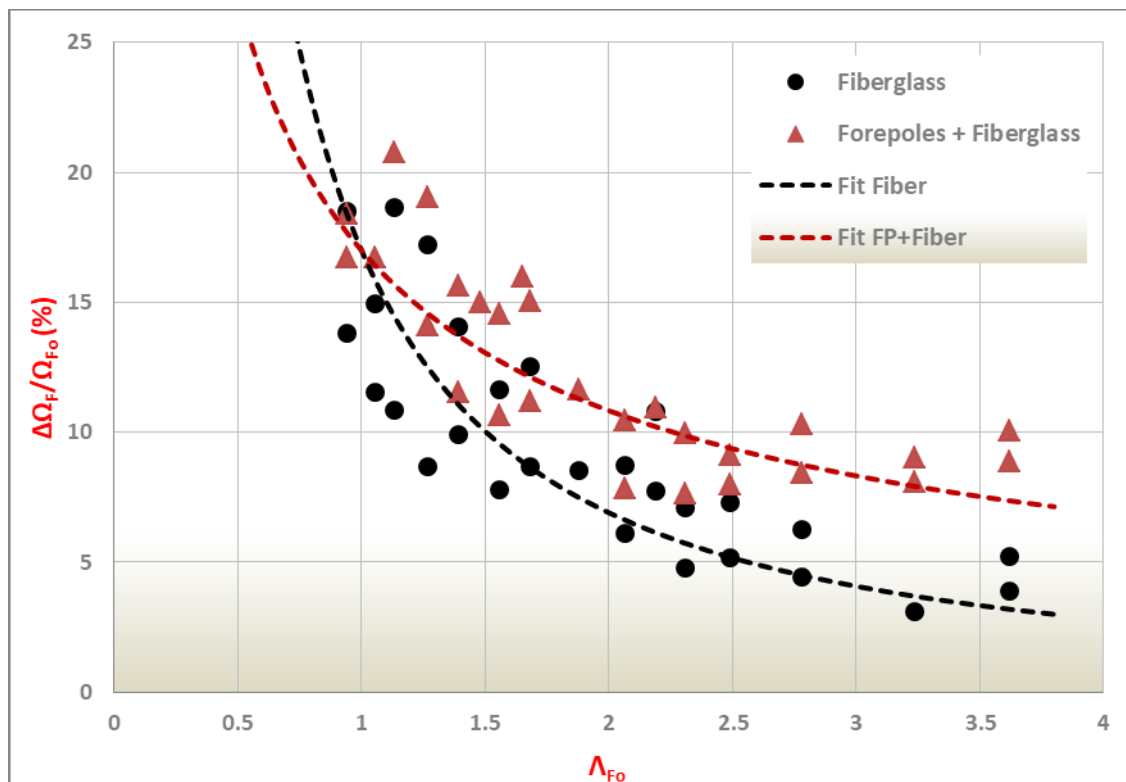
Σε αυτή τη παράγραφο αποτυπώνεται συνολικά η επίδραση στο μέτωπο εκσκαφής του κάθε μέτρου υποστήριξης που εφαρμόστηκε στην παρούσα διπλωματική εκφραζόμενη μέσω της μετρούμενης εξώθησης  $\Omega_F$  του μετώπου συναρτήσει του συντελεστή ασφαλείας  $\Lambda_{F0}$ . Παρουσιάζονται παρακάτω μία σειρά από διαγράμματα όπου γίνεται σύγκριση των αποτελεσμάτων που έδωσαν οι αναλύσεις.



Διάγραμμα 33: Αποτύπωση μέσης εξώθησης του μετώπου εκσκαφής  $\Omega_F$  βάσει συντελεστή ευστάθειας  $\Lambda_{F0}$

Όπως φάνηκε και στα προηγούμενα κεφάλαια, στο Διάγραμμα 33 αποτυπώνεται συνολικά η βελτίωση που προσφέρει η εφαρμογή των fiberglass στις εξωθήσεις η οποία βελτιστοποιείται με την πύκνωση του καννάβου των αγκυρίων αφού  $\Omega_F(FIB/2m^2) < \Omega_F(FIB/4m^2)$ . Τα forepoles δεν βελτιώνουν παρά ελάχιστα τις εξωθήσεις όταν χρησιμοποιούνται, ενώ στην περίπτωση εφαρμογής 1 αγκυρίου fiberglass ανά 2m<sup>2</sup> οι εξωθήσεις είναι πιο μικρές απ' ό,τι όταν εφαρμόζεται 1 αγκύριο fiberglass ανά 4m<sup>2</sup> σε συνδυασμό με ομπρέλα forepolling.

Ακολουθούν διαγράμματα όπου αποτυπώνεται η μεταβολή της εξώθησης  $\Delta\Omega_F$  όπου αποτυπώνεται ευκρινέστερα η διαφορά μεταξύ της συνεισφοράς των μέτρων υποστήριξης.



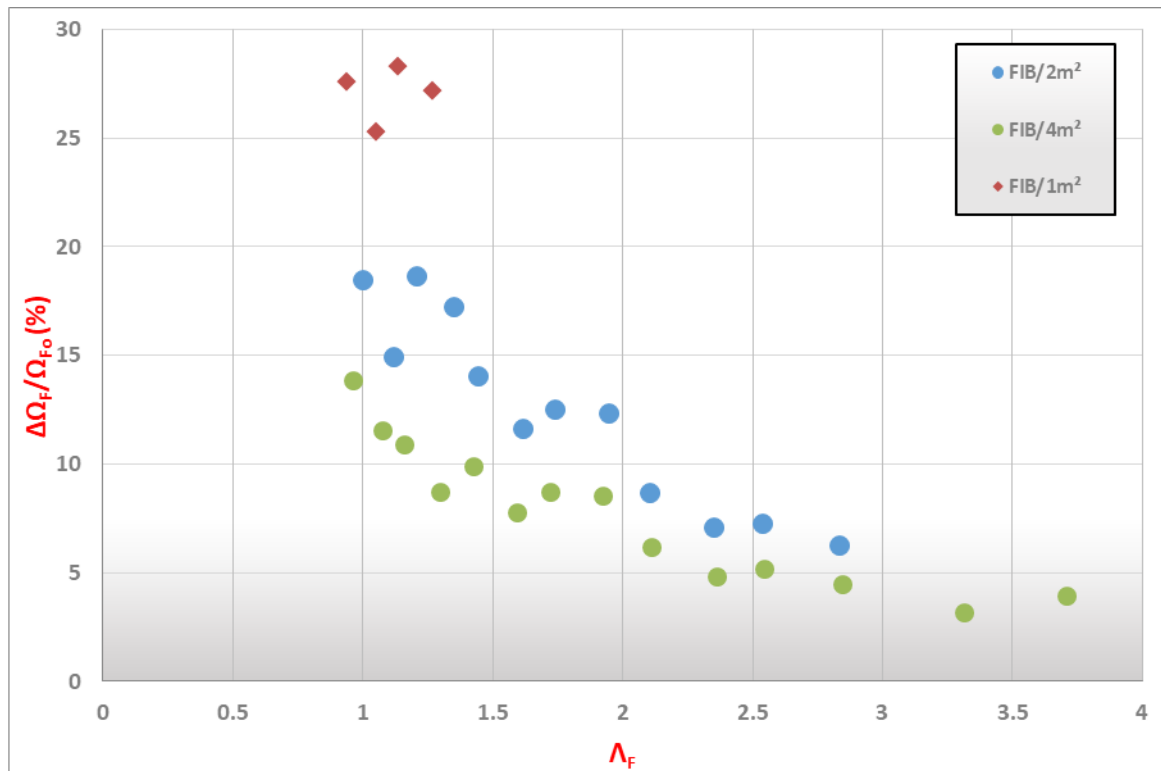
**Διάγραμμα 34: Σύγκριση μεταβολής εξώθησης  $\Omega_{Fo}$  μετώπου εκσκαφής για FIBERGLASS και FOREPOLES+FIBERGLASS βάσει συντελεστή ευστάθειας  $\Lambda_{Fo}$**

Στο Διάγραμμα 34 αποτυπώνεται η μεταβολή της εξώθησης σε σχέση με το ανυποστήρικτο μέτωπο και βλέπουμε ότι η βελτίωση που παρέχει η επιπλέον ενίσχυση με forepoles είναι της τάξης του 2-3% στο κρίσιμο διάστημα  $1 < \Lambda_{Fo} < 1.5$  όπου το μέτωπο είναι οριακά ευσταθές.

Συμπερασματικά η πύκνωση του καννάβου των αγκυρίων για να επιτευχθεί η ευστάθεια του μετώπου εκσκαφής είναι ο πιο αποτελεσματικός και ταυτόχρονα πιο οικονομικός τρόπος από το να επιλεγεί ένας πιο αραιός κάνναβος με ταυτόχρονη χρήση δοκών προπορείας.

Για το λόγο αυτό πραγματοποιήθηκαν ενδεικτικά 4 επιπλέον αναλύσεις εφαρμόζοντας 1 αγκύριο fiberglass ανά ένα 1m<sup>2</sup> στις πιο δυσμενείς συνθήκες που εξετάστηκαν, δηλαδή για

βραχώμαζες με GSI=25 σε βάθος 150m και 200m. Η συνεισφορά τους αποτυπώνεται στο διάγραμμα 35.



Διάγραμμα 35: Σύγκριση μεταβολής εξώθησης  $\Omega_{F0}$  μετώπου εκσκαφής βάσει συντελεστή ευστάθειας  $\Lambda_{F0}$  για FIB/1m<sup>2</sup>, FIB/2m<sup>2</sup> και FIB/4m<sup>2</sup>.

Από το Διάγραμμα 35 επιβεβαιώνεται η αποτελεσματικότητα της πύκνωσης των αγκυριών όπου στις οριακές συνθήκες ευστάθειας για  $1 < \Lambda_{F0} < 1.5$  ο κάρναβος ένα αγκύριο ανά 1m<sup>2</sup> μειώνει τις εξωθήσεις έως 30% ενώ ο συνδυασμός δοκών προπορείας και όπλιση μετώπου με ένα αγκύριο ανά 2m<sup>2</sup> προσφέρει 22% μείωση στις εξωθήσεις.

✓ Συσχέτιση εύρους πλαστικής ζώνης εμπροσθεν του μετώπου εκσκαφής με τον συντελεστή ασφαλείας μετώπου  $\Lambda_{F0}$

Στο κεφάλαιο στο οποίο παρουσιάστηκαν τα αποτελέσματα από τις αριθμητικές αναλύσεις για ανυποστήρικτο μέτωπο εκσκαφής (Κεφάλαιο 6), πραγματοποιήθηκε καταγραφή της αναπτυσσόμενης πλαστικής ζώνης (plastic zone), κατά την διάνοιξη της σήραγγας εμπροσθεν του μετώπου εκσκαφής. Τα αποτελέσματα αυτά συσχετίστηκαν με τον συντελεστή ασφαλείας μετώπου εκσκαφής  $\Lambda_{F0}$  όπως παρουσιάστηκε στα Διαγράμματα 9 και 10.

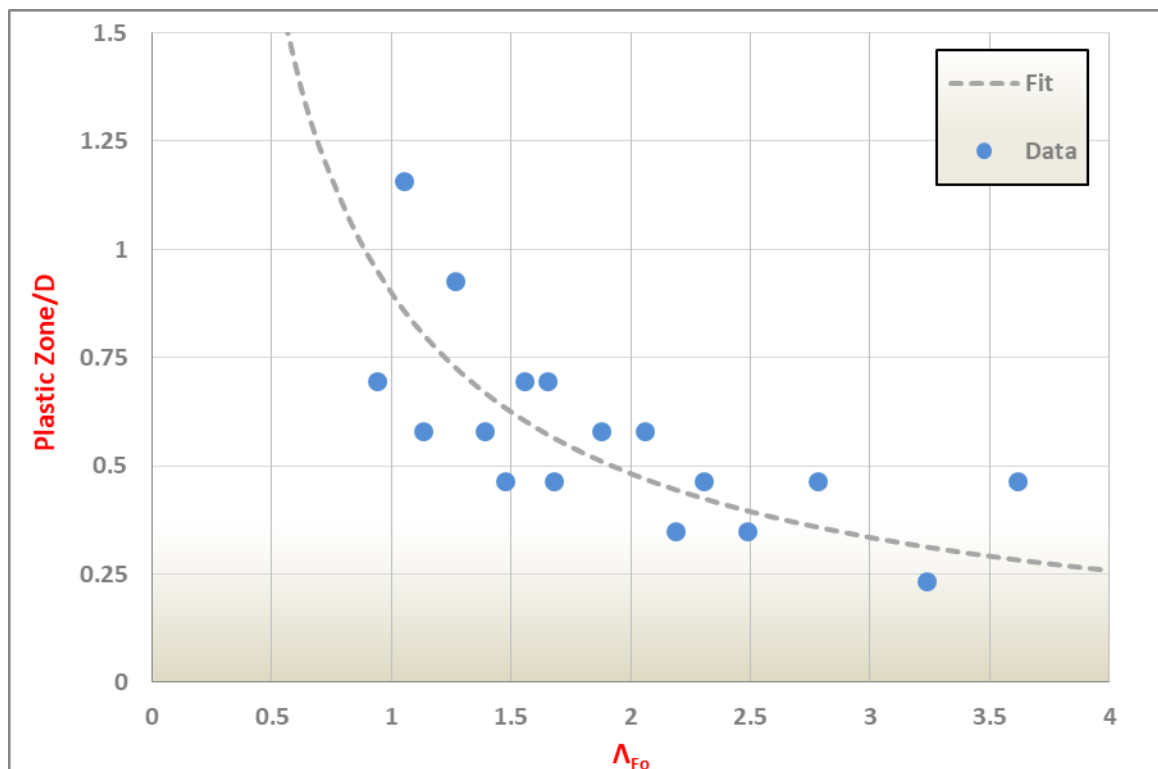
Στη συνέχεια, παρατίθεται η συσχέτιση αυτών των δυο μεγεθών (Plastic Zone vs  $\Lambda_{F0}$ ), όπως παρουσιάζεται στο Διάγραμμα 36, η οποία προκύπτει μέσω εκθετικής συνάρτησης.

Η συσχέτιση αυτή είναι χρήσιμη και μπορεί να έχει πρακτική εφαρμογή, ώστε να μπορέσει να προεκτιμηθεί η ζώνη επιρροής μπροστά από το μέτωπο εκσκαφής



χρησιμοποιώντας τα γεωτεχνικά χαρακτηριστικά του πετρώματος. Έτσι επιτυγχάνεται να αποφευχθούν φαινόμενα αλληλεπίδρασης με άλλα έργα ή να προεκτιμηθεί το κατάλληλο μήκος αγκύρωσης με αγκύρια μετώπου fiberglass, εφόσον αποφασιστεί η προϋποστήριξη του μετώπου εκσκαφής.

Από τις αναλύσεις προέκυψε ότι η εφαρμογή των επιλεχθέντων, στην παρούσα εργασία, μέτρων υποστήριξης απομειώνει περίπου 3% την πλαστική ζώνη σε σχέση με το ανυποστηρίκτο μέτωπο όπως φαίνεται στα Διαγράμματα 24 και 31, ενώ μεγάλη επιρροή στην ανάπτυξη της πλαστικής ζώνης έχει ο συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων  $K_0$  όπως φαίνεται στο Διάγραμμα 25.



Διάγραμμα 36 : Μορφώση σχέσης για συσχέτιση εύρους πλαστικής ζώνης έμπροσθεν του μετώπου εκσκαφής με τον συντελεστή ασφαλείας μετώπου  $\Lambda_{Fo}$ .

Από το παραπάνω Διάγραμμα, μορφώνεται η ακόλουθη σχέση για συσχέτιση των δυο βασικών μεγεθών (Plastic Zone/D &  $\Lambda_{Fo}$ ):

$$\frac{\text{Plastic Zone}}{D} = 0.9 \times \Lambda_{Fo}^{-0.9}$$

Για παράδειγμα στην περίπτωση όπου κατά την εκσκαφή μίας βαθιάς σήραγγας ισοδύναμης διαμέτρου  $D=10\text{m}$  συναντηθεί ένας λυόλιθος με  $GSI=15-20$ , μονοαξονική θλιπτική αντοχή  $\sigma_{ci}=8\text{MPa}$ ,  $\gamma=24\text{KN/m}^3$  σε βάθος  $H=120\text{m}$  και συντελεστή ουδέτερων ωθήσεων  $K_0=0.7$ , προκύπτουν οι εξής υπολογισμοί:

$$\triangleright \Lambda_{Fo} = \frac{3.8 \times \frac{\sigma_{cm}}{\gamma \times H} \times \left(\frac{H}{D}\right)^{0.35}}{\sqrt{1 + \frac{2}{3}K_o}} = \frac{3.8 \times \frac{0.438}{24 \times 120} \times \left(\frac{120}{10}\right)^{0.35}}{\sqrt{1 + \frac{2}{3} \times 0.7}} = 1.14$$

$$\triangleright \frac{Plastic\ Zone}{D} = 0.9 \times \Lambda_{Fo}^{-0.9} \Rightarrow \frac{Plastic\ Zone}{D} = 0.8 \Rightarrow Plastic\ Zone = 8m$$

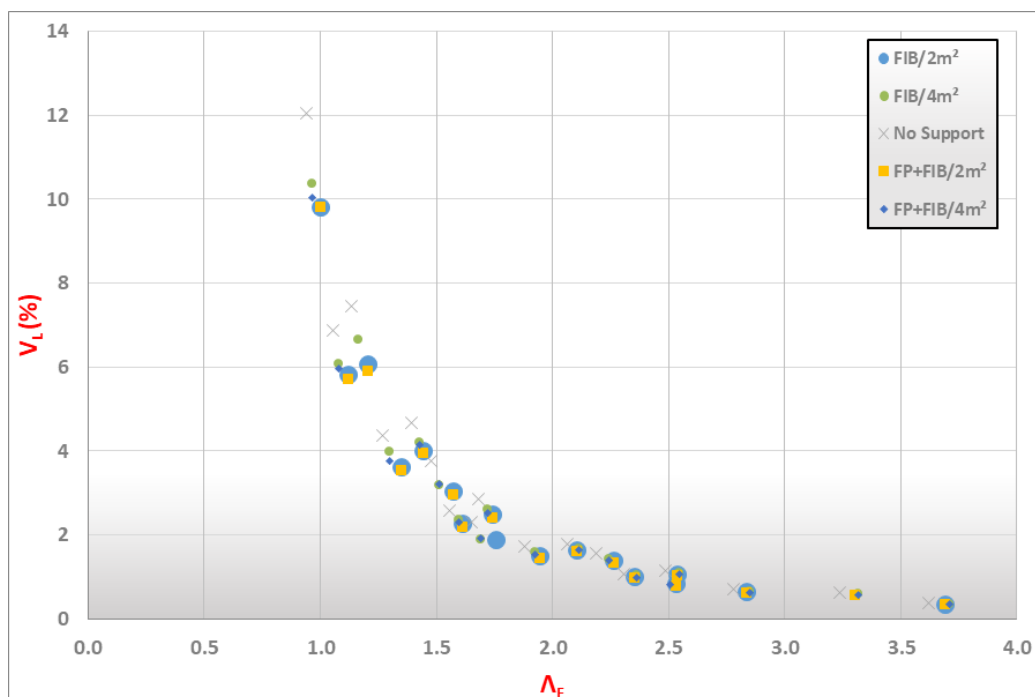
Συνεπώς προεκτιμείται ότι η πλαστική ζώνη που θ' αναπτυχθεί έμπροσθεν του μετώπου θα έχει μήκος 8m. Άρα κατά τη διαστασιολόγηση των αγκυρίων μετώπου θα πρέπει να λαμβάνετε υπόψη το παρόν μέγεθος.

✓ **Συσχέτιση απώλειας εδαφικού όγκου εκσκαφής  $V_L(\%)$  με τον συντελεστή ασφαλείας μετώπου  $\Lambda_{Fo}$**

Στο κεφάλαιο, στο οποίο παρατίθενται τα αποτελέσματα από τις αριθμητικές αναλύσεις τόσο για ανυποστήρικτο μέτωπο εκσκαφής (Κεφάλαιο 6), όσο και για εφαρμογή προϋποστήριξης με αγκύρια fiberglass (Κεφάλαια 7), εκτιμήθηκε η απώλεια εδαφικού όγκου εκσκαφής  $V_L(\%)$  βάσει της καταγραφόμενης εξώθησης μετώπου εκσκαφής, με την παραδοχή ότι προκύπτει ισορροπία στις μετακινήσεις σε απόσταση μιας (1) διαμέτρου (D) πίσω από το μέτωπο εκσκαφής.

Η απώλεια εδαφικού όγκου υπολογίστηκε με την ακόλουθη σχέση:  $V_L = \frac{2 \times U_h}{D}$ , όπου  $U_h$  είναι η μετρούμενη εξώθηση του μετώπου εκσκαφής.

Στο Διάγραμμα 37, παρατίθεται η αποτύπωση της απώλειας εδαφικού όγκου ( $V_L$ ) με τον συντελεστή ασφαλείας μετώπου εκσκαφής  $\Lambda_{Fo}$  για διαφορετικές συνθήκες προϋποστήριξης ή μη του μετώπου.

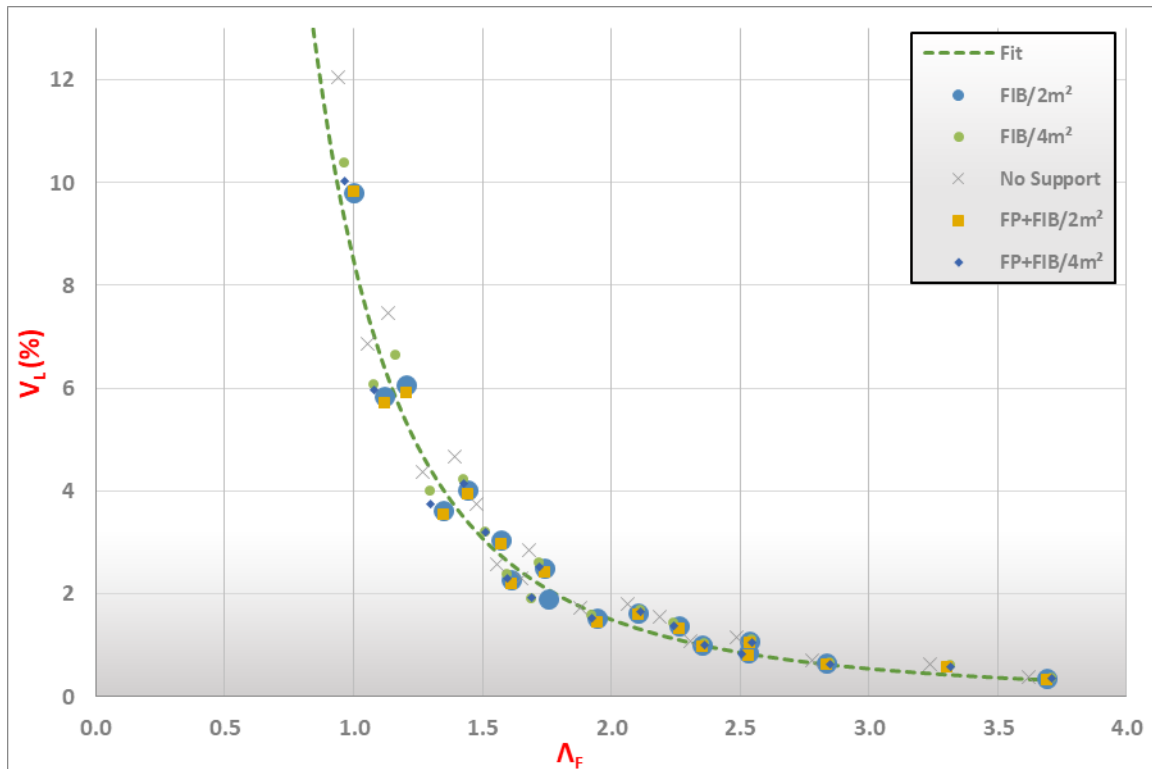


**Διάγραμμα 37:** Αποτύπωση της απώλειας εδαφικού όγκου εκσκαφής  $V_L$  (%) σε σχέση με τον συντελεστή ασφαλείας μετώπου  $\Lambda_F$  για διάφορες περιπτώσεις προϋποστήριξης ή μη του μετώπου εκσκαφής.

Από το παραπάνω Διάγραμμα, παρατηρείται ότι με την εφαρμογή των μέτρων προϋποστήριξης μετώπου εκσκαφής θα περιοριστεί η απώλεια εδαφικού όγκου ( $V_L$ ), διότι σχετίζεται άμεσα με την εξώθηση του μετώπου εκσκαφής και με την εφαρμογή των μέτρων προϋποστήριξης μετώπου. Στόχος είναι να επιτευχθεί σημαντική μείωση των εξωθήσεων.

Επίσης, προκύπτει ότι η συνεισφορά των δοκών προπορείας (forepoling) είναι πολύ μικρή και δεν έχει άμεση επιρροή στα αποτελέσματα.

Στη συνέχεια, στο Διάγραμμα 38 γίνεται εκθετική συσχέτιση μεταξύ των δυο βασικών μεγεθών ( $V_L$  &  $\Lambda_F$ ).



**Διάγραμμα 38 :** Μορφώση σχέσης για συσχέτιση της απώλειας εδαφικού όγκου εκσκαφής  $V_L$  με τον συντελεστή ασφαλείας μετώπου  $\Lambda_F$ .

Από το παραπάνω Διάγραμμα, μορφώνεται η ακόλουθη σχέση για συσχέτιση των δυο βασικών μεγεθών ( $V_L$  (%) &  $\Lambda_F$ ):

$$V_L(\%) = 8.5 \times \Lambda_F^{-2.5}$$

Για παράδειγμα στην περίπτωση όπου κατά την εκσκαφή μίας βαθιάς σήραγγας ισοδύναμης διαμέτρου  $D=10m$  συναντηθεί ένας ιλυόλιθος με  $GSI= 15-20$ , μονοαξονική θλιπτική αντοχή  $\sigma_{ci}=8MPa$  ,  $\gamma=24KN/m^3$  σε βάθος  $H=120m$  και συντελεστή ουδέτερων ωθήσεων  $K_0=0.7$ , προκύπτουν οι εξής υπολογισμοί:

- Συντελεστής ευστάθειας μετώπου:  $\Lambda_{F_0} = 1.14$
- Απώλεια εδαφικού όγκου εκσκαφής:  $V_L = 6.1\%$

Ακολούθως, εάν εφαρμοστεί προϋποστήριξη του μετώπου εκσκαφής με αγκύρια μετώπου fiberglass φέρουσας ικανότητας 200 kN με πυκνότητα 1 αγκύριο / 2 m<sup>2</sup>, τότε προκύπτει:

- Συντελεστής ευστάθειας μετώπου:  $\Lambda_F = 1.19$
- Απώλεια εδαφικού όγκου εκσκαφής:  $V_L = 5.4\%$

Ως αποτέλεσμα, είναι εμφανής από το παραπάνω Διάγραμμα η συνεισφορά των μέτρων προϋποστήριξης μετώπου εκσκαφής τόσο στην αύξηση του συντελεστή ευστάθειας μετώπου  $\Lambda_F$ , όσο και στον περιορισμό της απώλειας εδαφικού όγκου  $V_L$ . Ωστόσο αυτή η συνεισφορά είναι μικρή όπως φαίνεται στο παράδειγμα, της τάξεως του 12%. Αυτό οφείλεται στο μεγάλο ύψος υπερκειμένων, άρα της υψηλής  $\sigma_1$  και της υψηλής  $\sigma_3$  που είναι συνάρτηση της  $\sigma_1$ . Για επιπλέον μείωση του  $V_L$  θα πρέπει να εφαρμοστούν μέτρα είτε για την απομείωση της  $\sigma_1$  ή για την αύξηση της  $\sigma_3$ .

Το forepolling που απομειώνει τη  $\sigma_1$  όπως αποδείχτηκε προηγουμένως δεν είναι αποτελεσματικό ενώ η αύξηση της  $\sigma_3$  μέσω της πύκνωσης του καννάβου των αγκυρίων μετώπου επιβεβαιώνεται ως το πιο αποτελεσματικό μέτρο.

✓ **Εκτίμηση βέλτιστου μήκους αλληλοεπικάλυψης (overlap area) αγκυρίων μετώπου fiberglass**

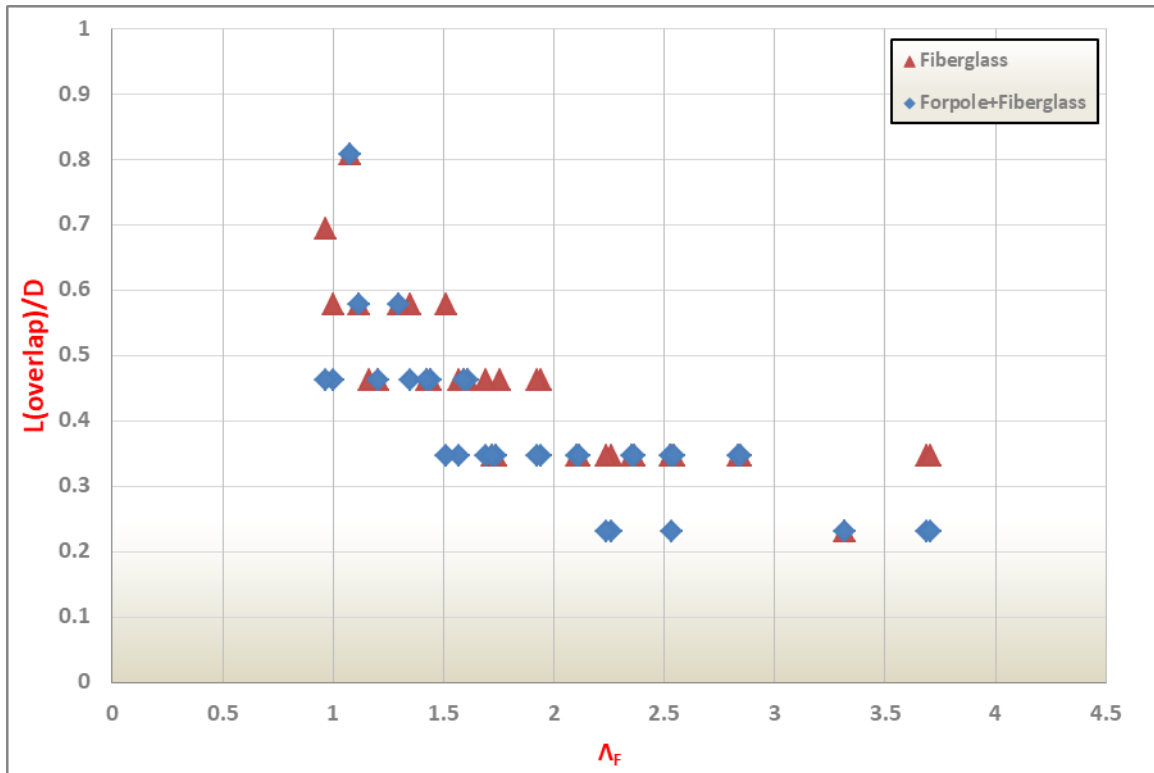
Ο βασικότερος σκοπός της παρούσας εργασίας ήταν να εκτιμήσει τα βέλτιστα χαρακτηριστικά της προϋποστήριξης μετώπου με αγκύρια μετώπου fiberglass και ειδικότερα να εντοπίσει ποιο θα πρέπει να είναι το βέλτιστο μήκος αλληλοεπικάλυψης (overlap area) κατά την εφαρμογή τους, ώστε να συνεισφέρουν στο μέγιστο δυνατό.

Όπως έχει ήδη περιγραφεί στην εργασία, το μήκος της αλληλοεπικάλυψης (overlap area) σε περιπτώσεις που εφαρμόζεται προϋποστήριξη με αγκύρια fiberglass, ορίζεται στα 4-5m. Από τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων της παρούσας εργασίας, προέκυψε ότι το μήκος αυτό μεταβάλλεται και εξαρτάται άμεσα από τα γεωμετρικά και γεωτεχνικά χαρακτηριστικά της εκσκαφής.

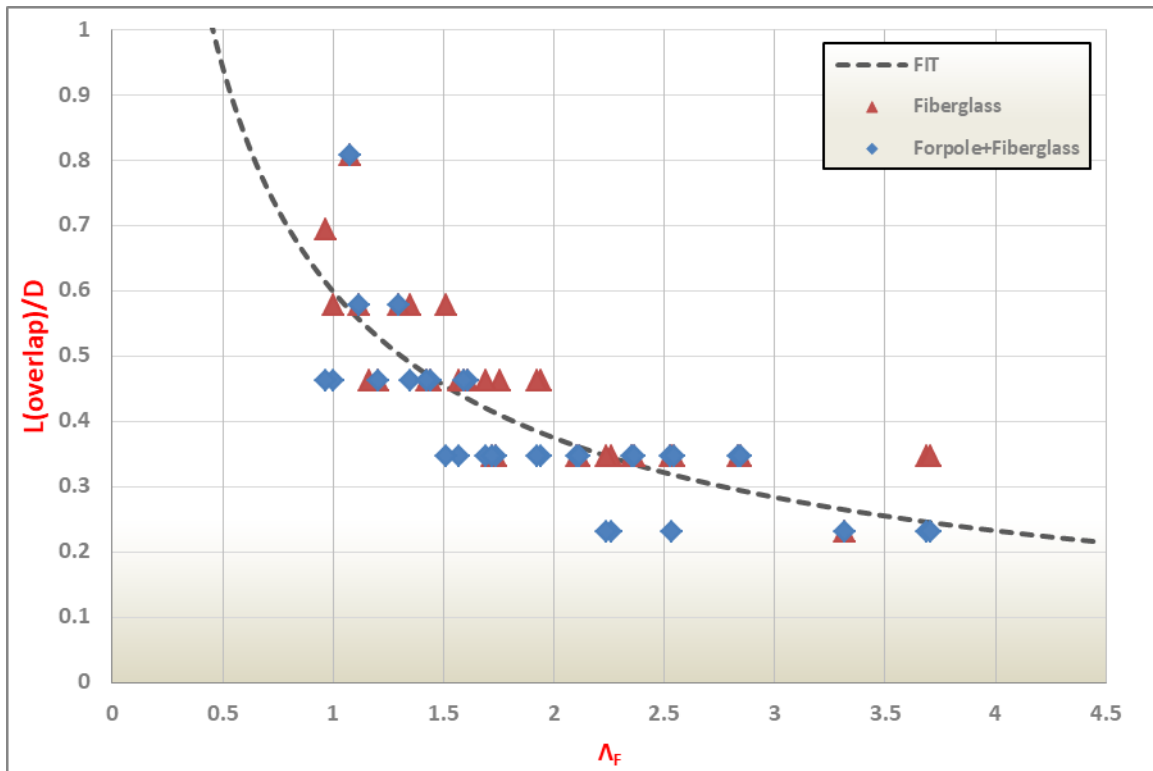
Στο Διάγραμμα 39, παρατίθεται το βέλτιστο μήκος αγκυρίων μετώπου fiberglass σε σχέση με τον συντελεστή ασφαλείας μετώπου εκσκαφής  $\Lambda_F$ , για διαφορετικές συνθήκες προϋποστήριξης του μετώπου.

Από το παραπάνω Διάγραμμα, γίνεται αντιληπτό ότι η επιρροή των δοκών προπορείας (forepoling) στο βέλτιστο μήκος των αγκυρίων είναι πολύ μικρή.

Στη συνέχεια στο Διάγραμμα 40, γίνεται εκθετική συσχέτιση του βέλτιστου μήκους αγκυρίων fiberglass με τον συντελεστή ευστάθειας μετώπου  $\Lambda_F$ . Η συσχέτιση είναι κοινή για εφαρμογή ή μη δοκών προπορείας (forepoling), λόγω της μικρής συνεισφοράς των τελευταίων.



Διάγραμμα 39 : Αποτύπωση του βέλτιστου μήκους αγκυρίων fiberglass σε σχέση με τον συντελεστή ασφαλείας μετώπου  $\Lambda_F$  για διάφορες περιπτώσεις προϋποστήριξης του μετώπου εκσκαφής.



Διάγραμμα 40 : Μόρφωση σχέσης για συσχέτιση του βέλτιστου μήκους αγκυριών fiberglass με τον συντελεστή ασφαλείας μετώπου Λ<sub>F</sub>.

Από το παραπάνω Διάγραμμα, μορφώνεται η ακόλουθη σχέση για συσχέτιση των δυο βασικών μεγεθών (L<sub>FG</sub> & Λ<sub>F</sub>):

$$\frac{L_{FG}}{D} = 0.62 \times \Lambda_F^{-0.7}$$

Για παράδειγμα στην περίπτωση όπου κατά την εκσκαφή μίας βαθιάς σήραγγας ισοδύναμης διαμέτρου D=10m συναντηθεί ένας ιλυόλιθος με GSI= 15-20, μονοαξονική θλιπτική αντοχή σ<sub>ci</sub>=8MPa , γ=24kN/m<sup>3</sup> σε βάθος H=120m και συντελεστή ουδέτερων ωθήσεων K<sub>0</sub>=0.7, τότε προκύπτει:

- ✓ Συντελεστής ευστάθειας μετώπου: Λ<sub>F0</sub>= 1.14

Στη συνέχεια, εάν εφαρμοστεί προϋποστήριξη του μετώπου εκσκαφής με αγκύρια μετώπου fiberglass φέρουσας ικανότητας 200 kN με πυκνότητα 1 αγκύριο / 2 m<sup>2</sup>, τότε προκύπτει:

- ✓ Συντελεστής ευστάθειας μετώπου: Λ<sub>F</sub>= 1.19
- ✓ Βέλτιστο μήκος αλληλοεπικάλυψης (overlap area): L= 5.5m

Από το παραπάνω Διάγραμμα, προκύπτει ότι, για συνθήκες οριακής ευστάθειας μετώπου εκσκαφής 1≥Λ<sub>F</sub>≥1.5, το βέλτιστο μήκος αλληλοεπικάλυψης αγκυριών μετώπου fiberglass, είναι 0.5 D- 0.6D , ενώ καθώς ο συντελεστής Λ<sub>F</sub>< 1, τότε το μήκος αυξάνει εκθετικά.

### 9.2 Προτάσεις για περαιτέρω έρευνα

Η έρευνα ποτέ δεν σταματά. Η διερεύνηση της ευστάθειας του μετώπου εκσκαφής σε βαθιές σήραγγες χρήζει εμπάθυνσης καθώς στη βιβλιογραφία κατά κύριο λόγο καλύπτονται οι περιπτώσεις των ρηχών σηράγγων. Οι παραμορφώσεις στον πυρήνα προχώρησης επηρεάζουν τις παραμορφώσεις και στο εσωτερικό της σήραγγας, συνεπώς ο έλεγχος τους θα εξασφαλίσει συνολικά ένα πιο ασφαλές περιβάλλον διάνοιξης πέρα από την ευστάθεια του μετώπου.

Καταληκτικά προτείνονται για περαιτέρω διερεύνηση:

- Διάνοιξη σε μεγαλύτερα βάθη των 200m
- Διάνοιξη σηράγγων με διαφορετικές διαμέτρους
- Διάνοιξη σε διαφορετικές ποιότητες βραχώμαζας <GSI 25. Περιπτώσεις δηλαδή όπου διαπερνάται μία ζώνη ρήγματος ή αποσαθρωμένης βραχώμαζας όπως για παράδειγμα σε περιπτώσεις σερπεντινιομένου περιδοτίτη.
- Διάνοιξη σε διαφορετικές διατομές, πχ κυκλική διατομή για να καλύπτεται η περίπτωση μηχανοποιημένης διάνοιξης με TBM, όπου η ισοδύναμη πίεση μετώπου που προκύπτει από την εφαρμογή των αγκυρίων fiberglass μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως η απαιτούμενη πίεση για EPB TBMs.
- Διάνοιξη σε περιβάλλοντα με διαφορετικές τιμές του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων  $K_0$ . Στα μεγάλα βάθη είναι πολύ πιθανό να συναντηθούν τιμές του  $K_0 > 1$  λόγω του τεκτονισμού της βραχώμαζας.
- Διάνοιξη με πυκνότερους καννάβους αγκυρίων, για παράδειγμα 1 αγκύριο ανά  $1m^2$
- Διάνοιξη με διαφορετική γεωμετρία των καννάβων που θα στοχεύουν στην πύκνωση στην περιοχή όπου παρατηρείται η μεγαλύτερη παραμόρφωση του πυρήνα προώθησης.

## Βιβλιογραφία

1. Διακουμή Ε.(2020), **Αριθμητική Διερεύνηση Του Βέλτιστου Τρόπου Εφαρμογής Μέτρων Ευστάθειας Μετώπου Σε Ρηχές Σήραγγες**, Μεταπτυχιακή Διπλωματική Εργασία, Ε.Μ.Π.
2. Γεωργίου Δ., Τσαπέκης Ι. & Καββαδάς Μ., **Διερεύνηση της Επιρροής των Μέτρων Υποστήριξης στην Ευστάθεια του Μετώπου Αβαθών Σηράγγων**
3. Προυντζόπουλος Γ. (2012), **Διερεύνηση της Ευστάθειας Μετώπου Εκσκαφής Αβαθών Σηράγγων**, Διδακτορική Διατριβή, Ε.Μ.Π.
4. Καββαδάς Μ. (2012), **Σημειώσεις Σχεδιασμού Υπογείων Έργων, Σημειώσεις Μαθήματος**, Ε.Μ.Π., Δ.Π.Μ.Σ Σ.Κ.Υ.Ε
5. Μαρίνος Π., **Σημειώσεις μαθήματος «Σχεδιασμός Υπογείων Έργων»** , Ε.Μ.Π., Δ.Π.Μ.Σ Σ.Κ.Υ.Ε
6. Σοφιανός Α., Νομικός Π.(2008), **Προχωρημένη Μηχανική των Πετρωμάτων**, Ε.Μ.Π., Δ.Π.Μ.Σ Σ.Κ.Υ.Ε
7. Νομικός Π. Παύλος (2015), **Εισαγωγή στη Μηχανική Πετρωμάτων**, ΣΥΝΔΕΣΜΟΣ ΕΛΛΗΝΙΚΩΝ ΑΚΑΔΗΜΑΪΚΩΝ ΒΙΒΛΙΟΘΗΚΩΝ
8. Σοφιανός Ι. Αλέξανδρος (2015), **Υποστήριξη Υπογείων Έργων**, ΣΥΝΔΕΣΜΟΣ ΕΛΛΗΝΙΚΩΝ ΑΚΑΔΗΜΑΪΚΩΝ ΒΙΒΛΙΟΘΗΚΩΝ
9. Σοφιανός Ι. Αλέξανδρος (2018), **Διάνοιξη Σηράγγων**, ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
10. Τσαπέκης Γ. Ιωάννης (2019), **Ανάλυση Ευστάθειας Μετώπου Αβαθούς Σήραγγας με Χρήση Δοκών Προπορείας (Forepoles) & Αγκυρίων Μετώπου (Fiberglass)**, Μεταπτυχιακή Διπλωματική Εργασία, Ε.Μ.Π.
11. ΕΛΕΒΟΡ Α.Ε.Β.Ε. Ελληνικός Γεωτεχνικός Εξοπλισμός, **“Στοιχεία Αγκύρωσης και Ενισχύσεων Υαλονημάτων. Fiberglass Anchoring and Reinforcing Systems”**
12. Evert Hoek and Paul Marinos (2000), **Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses**
13. Hoek E, Brown ET, **The Hoek-Brown failure criterion and GSI 2018 edition**, Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering (2018), <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2018.08.001>



14. Παπαδόπουλος Χ.Π., Καζίλης Ν. (2010), **Βαρυτικοί και Τασικοί Μηχανισμοί Αστοχίας Προσωρινής Υποστήριξης Σηράγγων**, 6<sup>ο</sup> Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής & Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής, ΤΕΕ, 29/09 – 1/10 2010, Βόλος
15. Massinas S.(2019), **Designing a tunnel**, DOI:<http://dx.doi.org/10.5772/intechopen.90182>
16. Lunardi P. (2008), **DESIGN AND CONSTRUCTION OF TUNNELS Analysis of controlled deformation in rocks and soils (ADECO-RS)**
17. Marinos V. (2020), **Engineering Geology and Tunnels**, DOI: <http://dx.doi.org/10.5772/intechopen.90462>
18. Hoek E. (2000), **BIG TUNNELS IN BAD ROCK - 2000 TERZAGHI LECTURE**
19. Amato L., Nicotera M. Evangelista A. (2000), **THE CRYPTA NEAPOLITANA; A ROMAN TUNNEL OF THE EARLY IMPERIALAGE**
20. Xiao Zhang, Mingnian Wang, Jiawang Li, Zhilong Wang, Jianjun Tong, Dagang Liu (2020), **Safety factor analysis of a tunnel face with an unsupported span in cohesive-frictional soils**, <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2019.103221>
21. Anagnostou G. (2012), **The contribution of horizontal arching to tunnel face stability**, DOI: 10.1002/gete.201100024
22. Hoek E. (2006), **Practical Rock Engineering**
23. Hoek E., Kaiser P.K., Bawden W.F. (1995), **Support of Underground Excavations In Hard Rock**
24. Carter T.G., Marinos V. (2014), **Use of GSI for Rock Engineering Design**
25. Hoek E. (2008), **Shear strength of discontinuities**, [www.rocscience.com](http://www.rocscience.com)
26. Marinos P. & Hoek E. (2000), **GSI: A Geologically Friendly Tool for Rock Mass Strength Estimation**
27. Marinos V., Marinos P., Hoek E. (2004), **The geological strength index: applications and limitations**
28. E. Hoek, M.S. Diederichs (2006), **Empirical estimation of rock mass modulus**
29. Hoek E., Marinos P. (2007), **A Brief History of the Development of the Hoek-Brown Failure Criterion**